Finanziato dall'Unione europea NextGenerationEU

Società Aeroportuale Calabrese
Crotone, Lamezia Terme, Reggio Calabria

A.U. - Accountable Manager: Marco FRANCHINI
Post Holder Progettazione : ing. Stefania RAIMONDO
Post Holder Manutenzione: ing. Filippo MALAFARINA
Post Holder Terminal: dott.ssa Sabrina MILETO
RUP: Ing. Matteo MASTROIANNI
RSPP SACAL - EX D.LGS 81/08 :dott. Cristian RASO

RIQUALIFICA AMBIENTALE DELLA FASCIA NORD DELL'AEROPORTO CON REALIZZAZIONE DI PISTA CICLABILE PER LA VALORIZZAZIONE ECOSOSTENIBILE DELLA FASCIA COSTIERA (POLO DELLA VELA) E DEL LAGO LA VOTA

CIG: A0159668F5 CUP: H81D2200009002

Ambito di intervento: Trasporti e mobilità sostenibili – Fondi CIS scheda L05

PROGETTO ESECUTIVO

IDROLOGIA E IDRAULICA - Relazione idrologica - idraulica

PROGETTISTI:

Mandataria

HYpro srl

Mandanti

CORFONE + PARTNERS studios for urban architecture
Ph.D. Arch. Cesare CORFONE

SGMadeo
Archeol. Simone Giosuè MADEO

TEAM DI LAVORO

Responsabile progettazione opere infrastrutturali V.02: **Ing. Michele SISINNO**

Responsabile progettazione opere strutturali S.04 - Resp.ITACA: **Ing. Maurizio CARUSO**

Responsabile progettazione opere impiantistiche IB.04: **Ing. Raffaele CIARDULLO**

Responsabile progettazione interventi naturalistici e paesaggistici P.01: **Arch. Cesare CORFONE**

Responsabile progettazione edile E.19 e E.20: **Arch. Cesare CORFONE**

Archeologo: **Archeol. Simone Giosuè MADEO**

Geologo: **Geol. Giuseppe CERCHIARO**

Direttore operativo Geologia: **Geol. Giovanni DE FAZIO**

Coordinatore per la sicurezza in fase di Progettazione:
Ing. Roberto NUCCI

Progettista e responsabile integrazioni e prestazioni specialistiche:
Ing. Daniele NUCCI

ORDINE INGEGNERI COSENZA
Ingegnere
DANIELE NUCCI
Laurea Specialistica
Sezione: A n. 6183
Settore Civile Ambientale

COMMITTENTE

S.A.CAL. S.p.A
Società Aeroportuale Calabrese
Via Aeroporto - 88046 Lamezia terme(CZ) ITALIA
Tel +39 0968-414212

PH Progettazione

Ing. Stefania RAIMONDO

PH Manutenzione

Ing. Filippo MALAFARINA

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Ing. Matteo MASTROIANNI

Approvazione ENAC

Approvazione ENTI

CODICE ELABORATO: PE_ID_00_REL_01_D

SCALA:

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	Luglio 2025	PRIMA EMISSIONE ESECUTIVA	C. Cardenas	F. Filippelli	D.Nucci
B	Luglio 2025	SECONDA EMISSIONE ESECUTIVA	C. Cardenas	F. Filippelli	D.Nucci
C	Agosto 2025	TERZA EMISSIONE ESECUTIVA	C. Cardenas	F. Filippelli	D.Nucci
D	Settembre 2025	QUARTA EMISSIONE ESECUTIVA	C. Cardenas	F. Filippelli	D.Nucci

1 PREMESSA 3

2 RIFERIMENTI NORMATIVI 3

3 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO 4

3.1 INQUADRAMENTO CON CARTOGRAFIA DEL PIANO STRALCIO ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI) 4

3.2 INQUADRAMENTO CON CARTOGRAFIA DEL PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONE (PGRA) E PROGETTO DI PIANO STRALCIO DI BACINO DEL DISTRETTO IDROGRAFICO DELL'APPENNINO MERIDIONALE PER L'ASSETTO, LA MITIGAZIONE E LA GESTIONE DEL RISCHIO DA ALLUVIONI (PSDGDAM) 6

3.2.1 INQUADRAMENTO CON CARTOGRAFIA DEL PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONE (PGRA) 6

3.2.2 PROGETTO DI PIANO STRALCIO DI BACINO DEL DISTRETTO IDROGRAFICO DELL'APPENNINO MERIDIONALE PER L'ASSETTO, LA MITIGAZIONE E LA GESTIONE DEL RISCHIO DA ALLUVIONI (PSdGDAM) 8

4 STUDIO DELLE PIOGGE 9

4.1 DISTRIBUZIONE PROBABILISTICA TWO COMPONENTS EXTREME VALUE (TCEV) 10

4.1.1 VAPI CALABRIA – VARIABILI REGIONALI 11

4.2 CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA (CPP) 14

4.2.1 CPP 3° LIVELLO di regionalizzazione VAPI 14

5 CARATTERIZZAZIONE DEI BACINI IN STUDIO 16

5.1 CARATTERISTICHE FISIOGRAFICHE ED ALTIMETRICHE DEI BACINI 17

5.2 CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE 18

6 MODELLI ALLA BASE DELL'ANALISI IDROLOGICA 19

6.1 METODOLOGIA SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS) 19

6.2 METODO RAZIONALE PER LA STIMA DELLE PORTATE AL COLMO DI PIENA 23

6.3 RISULTATI DELLA PORTATA AL COLMO DI PIENA 23

6.3.1 Portata al colmo di piena SCS 23

6.3.2 Portata al colmo di piena Metodo Razionale 24

6.4 IDROGRAMMI DI PIENA 24

7 STUDIO IDRAULICO 26

7.1 CONDIZIONI IDROLOGICHE DI BASE 26

7.2 IMPLEMENTAZIONE DEL MODELLO IDRAULICO 27

7.2.1 Modellazione Bidimensionale 28

7.3 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL MODELLO 30
7.4 PARAMETRI DI SCABREZZA 31
7.5 CONDIZIONE AL CONTORNO 33
7.6 SIMULAZIONE DELLO STATO DI FATTO 34
7.7 SIMULAZIONE DELLO STATO DI PROGETTO 37
8 PROGETTAZIONE DELLA RETE DI RACCOLTA DELLE ACQUE METEORICHE STAZIONE ECOLOGICA E PARCHEGGIO 42
9 INDIVIDUAZIONE DELLE AREE DI SCOLO 42
10 DIMENSIONAMENTI IDRAULICI 44
10.1 DIMENSIONAMENTO CANALETTE IN CLS STAZIONE ECOLOGICA 44
10.1.1 Calcolo portata in ingresso 46
10.1.2 Calcolo portata in sezione con Gauckler – Strickler e verifica del grado di riempimento 46
10.2 VERIFICA SISTEMA DI TUBAZIONE 47
10.2.1 Sistema di tubazione Stazione Ecologica 49
10.2.2 Sistema di tubazione Parcheggio 50
10.3 DIMENSIONAMENTO CANALETTE IN ACCIAIO STAZIONE ECOLOGICA 51
10.4 DETERMINAZIONE QUOTA DI SBOCCO DELL'ATTRAVERSAMENTO ESISTENTE 53
10.5 VERIFICA IDRAULICA DI COMPATIBILITÀ DELL'OPERA PROGETTATA CON IL CANALE MANCHETTA 56
10.6 VERIFICA STATICA DELLE CONDOTTE 57
11 IMPIANTO DI PRIMA PIOGGIA 62
11.1 INSTALLAZIONE 66
11.2 USO E MANUTENZIONE 70
11.3 MODALITÀ DI INTERRO 70
12 INVARIANZA IDRAULICA 73
12.1 DEFINIZIONE DELLE CLASSI DEGLI INTERVENTI DI TRASFORMAZIONE TERRITORIALE 74
12.2 CRITERI PER L'APPLICAZIONE DEL PRINCIPIO DELL'INVARIANZA IDRAULICA 75

1 PREMESSA

Il presente studio idrologico e idraulico assume un ruolo fondamentale all'interno del quadro del Progetto Esecutivo relativo alla realizzazione del progetto "RIQUALIFICA AMBIENTALE DELLA FASCIA NORD DELL'AEROPORTO CON REALIZZAZIONE DI PISTA CICLABILE PER LA VALORIZZAZIONE ECOSOSTENIBILE DELLA FASCIA COSTIERA (POLO DELLA VELA) E DEL LAGO LA VOTA".

Lo studio idrologico viene redatto sulle indicazioni del Piano di Assetto idrogeologico (di seguito denominato come PAI) e sul Rapporto di Valutazione delle Piene in Italia (VAPI) relativo alla regione Calabria. Lo studio idraulico è finalizzato a fornire gli strumenti per il corretto dimensionamento dell'opera di attraversamento della pista ciclabile, così come fornire gli strumenti per il corretto dimensionamento delle opere di captazione e allontanamento delle acque meteoriche sulla stazione ecologica e il parcheggio in progetto.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Per garantire una progettazione ed esecuzione adeguata dell'intervento, si farà riferimento alle prescrizioni e alle norme stabilite, considerando:

Per il progetto in questione si è fatto riferimento ai seguenti riferimenti normativi:

- Piano di Assetto Idrogeologico – Rischio Frane – Alluvioni (PAI), dei territori dell'ex Autorità di Bacino Regionale Calabria, approvato dal Comitato Istituzionale con Delibera n. 13 del 29/10/2001, Giunta Regionale con Delibera n. 900 del 31/10/2001, Consiglio Regionale Delibera n. 115 del 28/12/2001, successive approvazione del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino Regionale della Calabria con Delibera n. 26 del 02/08/2011 Procedure di aggiornamento PAI FR e FI; n. 27 del 02/08/2011 Testo aggiornato delle Norme di Attuazione e Misure di Salvaguardia (NdA).
- Piano di Gestione Rischio di Alluvioni del Distretto idrografico Appennino Meridionale PGRA DAM adottato ai sensi dell'art. 66 del d.lgs. 152/2006, con Delibera n° 1 del Comitato Istituzionale Integrato del 17 dicembre 2015, è stato approvato dal Comitato Istituzionale Integrato in data 3 marzo 2016. Con l'emanazione del DPCM in data 27/10/2016 si è concluso il I ciclo di Gestione.
- Il Progetto VAPI sulla Valutazione delle Piene in Italia, portato avanti dalla Linea 1 del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche. Valutazione delle piene in Calabria (Versace et al., 1989).
- NORME DI ATTUAZIONE E MISURE DI SALVAGUARDIA Testo aggiornato con Delibera del C.I. n°27 del 02/08/2011; del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI).
- Decreto Min. LL.PP. 12 dicembre 1985 "Norme tecniche relative alle tubazioni".

  Circ. Min. LL.PP. n. 27291 "Istruzioni relative alla normativa per le tubazioni. Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 12 dicembre 1985".
  Circ. Min. LL. PP. n. 11633 del 07 gennaio 1974 "Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto".
  D.P.C.M. 4 marzo 1996 "Disposizioni in materia di risorse idriche" che cita "Ai fini del drenaggio delle acque meteoriche, le reti di fognatura bianca o mista debbono essere dimensionate e gestite in modo da garantire che fenomeni di rigurgito non interessino il piano stradale […] con frequenza superiore ad una volta ogni cinque anni per ogni singola rete."
  Decreto Legislativo n.152 del 3 aprile 2006 "Norme in materia ambientale" che

nell'Allegato 5 fissa il limite massimo di concentrazione di idrocarburi in 5 mg/l se lo scarico avviene in corpo idrico superficiale.
L.R. Lombardia n. 4 del 24 marzo 2006 relativa alla "Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne" che all'art. 5 "Sistemi di raccolta e convogliamento delle acque di prima pioggia e di lavaggio" individua in 50mc per ettaro di superficie scolante il volume delle acque di prima pioggia.

3 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Gli interventi sono situati entro i confini territoriali del comune di Gizzeria, ubicato nella provincia di Catanzaro, Regione Calabria. Più precisamente, gli interventi in progetto si trovano a nord-ovest dell'aeroporto di Lamezia Terme. L'opera di attraversamento è posizionata in prossimità della progressiva chilometrica 1+300 del tracciato in progetto.

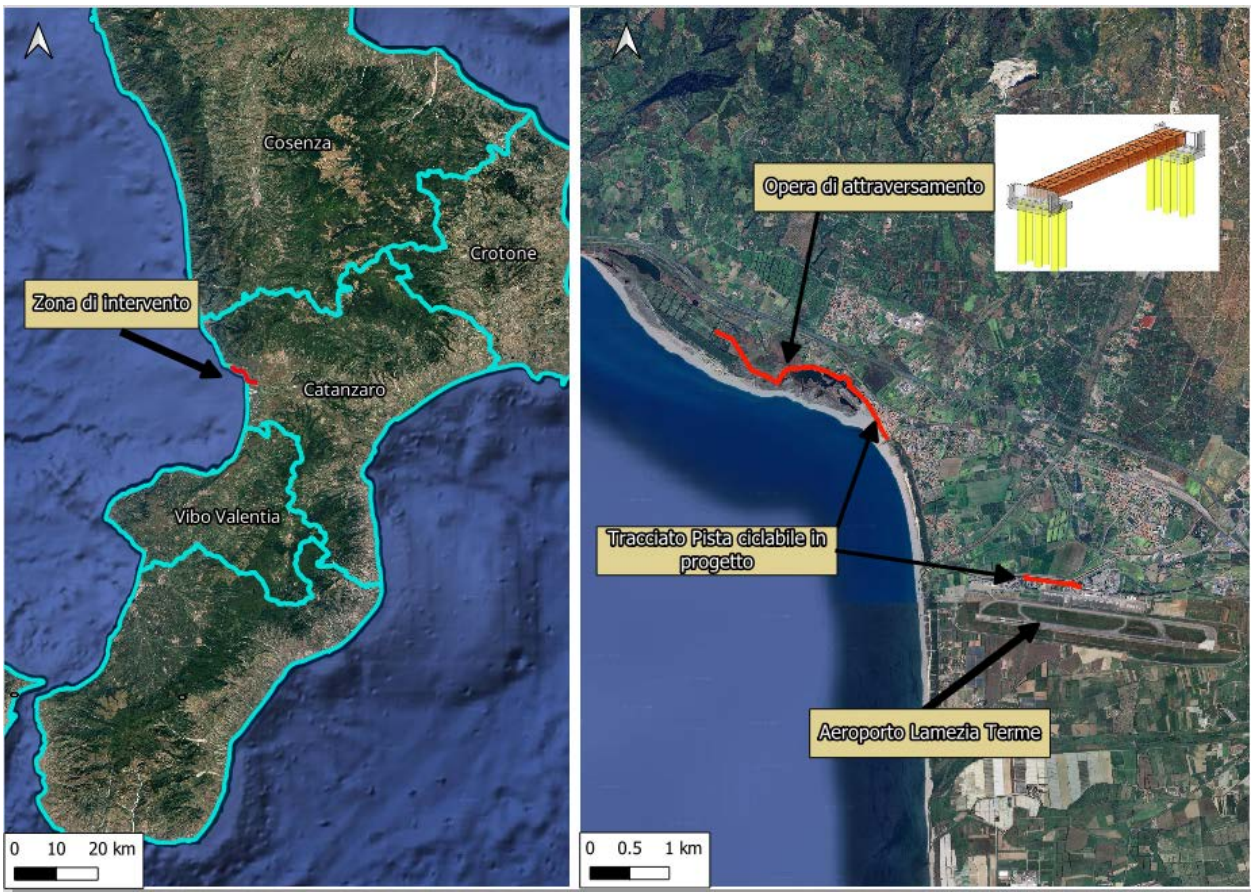


Figura 3.1 Inquadramento Area di intervento

3.1 INQUADRAMENTO CON CARTOGRAFIA DEL PIANO STRALCIO ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI)

Il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) rappresenta uno stralcio di settore funzionale del Piano di bacino relativo alla pericolosità ed al rischio da frana ed idraulico, contenente, in particolare, l'individuazione e la perimetrazione delle aree a rischio idrogeologico, nonché le relative misure di salvaguardia.

Di seguito viene inquadrata la zona di intervento con il Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) relativo al rischio idraulico.

Figura 3.2 Inquadramento degli interventi con planimetria PAI

Il Tracciato di progetto ricade all'interno di un'area di attenzione, e dunque si richiama il documento "NORME DI ATTUAZIONE E MISURE DI SALVAGUARDIA Testo aggiornato con Delibera del C.I. n°27 del 02/08/2011" al fine di specificare la compatibilità dell'intervento. Si fa riferimento al punto 4 della Parte II "Assetto Idraulico", Art. 24 (Disciplina delle aree d'attenzione per pericolo d'inondazione):

1. L'ABR, sulla base dei finanziamenti acquisiti, provvede ad effettuare gli studi e le indagini necessarie alla classificazione dell'effettiva pericolosità e alla perimetrazione delle aree di cui all'art. 11.
2. I soggetti interessati possono effettuare di loro iniziativa studi volti alla classificazione della pericolosità delle aree d'attenzione di cui all'art. 9 comma b. Tali studi verranno presi in considerazione dall'ABR solo se rispondenti ai requisiti minimi stabiliti dal PAI e indicati nelle specifiche tecniche e nelle linee guida predisposte dall'ABR.
3. L'ABR, a seguito degli studi eseguiti come ai commi 1 o 2, provvede ad aggiornare la perimetrazione di tali aree secondo la procedura di cui all'art. 2 comma 2.
4. **Nelle aree di attenzione, in mancanza di studi di dettaglio come indicato ai commi 1 e 2 del presente articolo, ai fini della tutela preventiva, valgono le stesse prescrizioni vigenti per le aree a rischio R4.**

Le prescrizioni vigenti per le arre a rischio R4 vengono descritti nel seguente punto.

3.2 INQUADRAMENTO CON CARTOGRAFIA DEL PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONE (PGRA) e PROGETTO DI PIANO STRALCIO DI BACINO DEL DISTRETTO IDROGRAFICO DELL'APPENNINO MERIDIONALE PER L'ASSETTO, LA MITIGAZIONE E LA GESTIONE DEL RISCHIO DA ALLUVIONI (PSdGDAM)

3.2.1 INQUADRAMENTO CON CARTOGRAFIA DEL PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONE (PGRA)

Il primo Piano di Gestione Rischio di Alluvioni del Distretto idrografico Appennino Meridionale PGRA DAM è stato adottato, ai sensi dell'art. 66 del d.lgs. 152/2006, con Delibera n° 1 del Comitato Istituzionale Integrato del 17 dicembre 2015, è stato approvato dal Comitato Istituzionale Integrato in data 3 marzo 2016. Con l'emanazione del DPCM in data 27/10/2016 si è concluso il I ciclo di Gestione.

La Direttiva 2007/60/CE (cd. Direttiva alluvioni) derivata dalla più generale Direttiva quadro sulle acque 2000/60/CE, ha introdotto il concetto di un quadro per la valutazione e la gestione del rischio di alluvioni volto a ridurre le conseguenze negative per la salute umana, l'ambiente, il patrimonio culturale e le attività economiche connesse con le alluvioni all'interno della Comunità.

La direttiva alluvioni è stata recepita in Italia dal D.lgs. 49/2010, che ha introdotto il Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA), da predisporsi per ciascuno dei distretti idrografici individuati nell'art. 64 del D.lgs. 152/2006, contiene il quadro di gestione delle aree soggette a pericolosità e rischio individuate nei distretti, delle aree dove possa sussistere un rischio potenziale significativo di alluvioni e dove si possa generare in futuro, nonché delle zone costiere soggette ad erosione.

Di seguito viene rappresentato l'inquadramento della zona di intervento con la cartografia disponibile del PGRA.

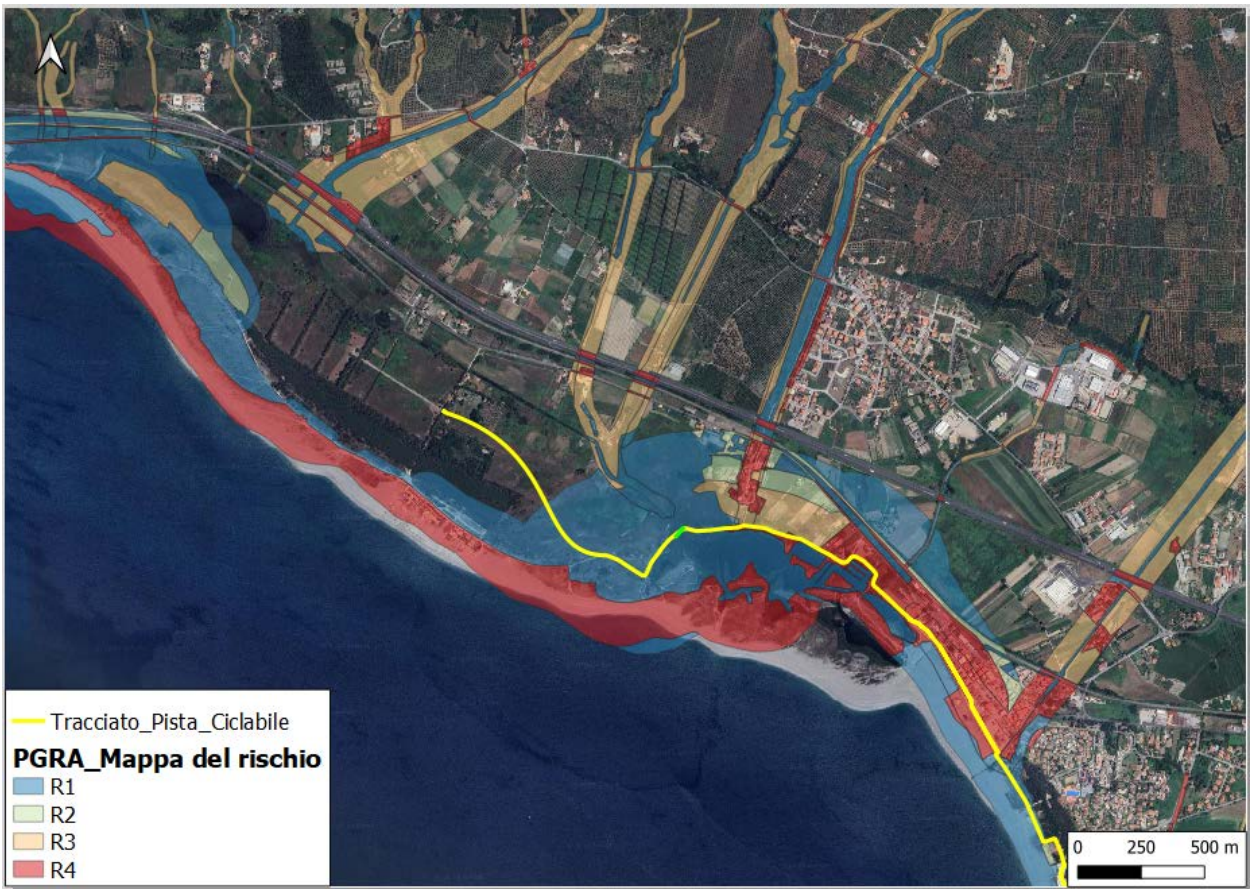


Figura 3.3 Inquadramento degli interventi con cartografia PGRA

Il Tracciato di progetto ricade all'interno dell'area a rischio R4, e dunque si richiama il documento "NORME DI ATTUAZIONE E MISURE DI SALVAGUARDIA Testo aggiornato con Delibera del C.I. n°27 del 02/08/2011" al fine di specificare la compatibilità dell'intervento.

Si fa riferimento a quanto dichiarato nel documento:

Art. 21 (Disciplina delle aree a rischio d'inondazione R4)

1. Nelle aree a rischio R4, così come definite nell'art. 11, il PAI persegue l'obiettivo di garantire

condizioni di sicurezza idraulica, assicurando il libero deflusso della piena con tempo di ritorno 20 – 50 anni, nonché il mantenimento e il recupero delle condizioni di equilibrio dinamico dell'alveo.

2. Nelle aree predette sono vietate tutte le opere e attività di trasformazione dello stato dei luoghi e quelle di carattere urbanistico e edilizio, ad esclusiva eccezione di quelle di seguito elencate:

a) interventi di demolizione senza ricostruzione;

b) interventi sul patrimonio edilizio esistente, di manutenzione ordinaria, straordinaria, restauro e risanamento conservativo, così come definiti dall'articolo 31, lettere a), b) e c) della legge 5 agosto 1978, n. 457, senza aumento di superfici e di volumi;

c) interventi di adeguamento del patrimonio edilizio esistente per il rispetto delle norme in materia di sicurezza e igiene del lavoro, di abbattimento delle barriere architettoniche, nonché interventi di adeguamento o miglioramento sismico o di riparazione o intervento locale così come definiti nel Cap. 8 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 approvate con D.M. 14.01.2008;

d) interventi finalizzati alla manutenzione ordinaria e straordinaria delle infrastrutture, delle reti idriche e tecnologiche, delle opere idrauliche esistenti e delle reti viarie;

e) interventi idraulici volti alla mitigazione o rimozione del rischio che non pregiudichino le attuali condizioni di sicurezza a monte e a valle dell'area oggetto dell'intervento, nonché la sola realizzazione di nuove infrastrutture lineari di trasporto (strade, ferrovie e canali);

f) interventi volti a diminuire il grado di vulnerabilità dei beni e degli edifici esistenti esposti al rischio, senza aumento di superficie e di volume;

g) ampliamento e ristrutturazione delle opere pubbliche o d'interesse pubblico riferite ai servizi essenziali e non delocalizzabili, nonché la realizzazione di nuove infrastrutture a rete (energetiche, di comunicazione, acquedottistiche e di scarico) non altrimenti localizzabili, compresi i manufatti funzionalmente connessi, a condizione che non costituiscano ostacolo al libero deflusso, o riduzione dell'attuale capacità d'invaso;

h) le pratiche per la corretta attività agraria, con esclusione di ogni intervento che comporti modifica della morfologia del territorio o che provochi ruscellamento ed erosione;

i) interventi volti alla bonifica dei siti inquinati, ai recuperi ambientali e in generale alla ricostruzione degli equilibri naturali alterati e all'eliminazione dei fattori d'interferenza antropica;

j) occupazioni temporanee, se non riducono la capacità di portata dell'alveo, realizzate in modo da non recare danno o da risultare di pregiudizio per la pubblica incolumità in caso di piena;

k) interventi di manutenzione idraulica ordinaria (esclusa la risagomatura dell'alveo), di idraulica forestale, di rinaturazione come definiti nelle linee guida predisposte dall'ABR;

l) interventi di manutenzione idraulica straordinaria come definiti nelle linee guida predisposte dall'ABR;
Gli interventi in progetto ricadono all'interno delle opere previste al punto "e" dell'elenco precedente, perciò si verifica la compatibilità con le disposizioni prescritte dal PAI e PGRA.

3.2.2 PROGETTO DI PIANO STRALCIO DI BACINO DEL DISTRETTO IDROGRAFICO DELL'APPENNINO MERIDIONALE PER L'ASSETTO, LA MITIGAZIONE E LA GESTIONE DEL RISCHIO DA ALLUVIONI (PSdGDAM)

Inoltre secondo il punto 1 del Art. 24 (Disciplina delle aree d'attenzione per pericolo d'inondazione) "*1. L'ABR, sulla base dei finanziamenti acquisiti, provvede ad effettuare gli studi e le indagini necessarie alla classificazione dell'effettiva pericolosità e alla perimetrazione delle aree di cui all'art. 11*"

L'intervento in progetto ricade in corrispondenza di un'area individuata come **zona di attenzione per pericolo d'inondazione** secondo la cartografia del **PAI (Piano per l'Assetto Idrogeologico)** vigente. In base a quanto disposto dall'**art. 24, comma 1** delle **Norme di Attuazione del PAI**, si specifica che:

"L'Autorità di Bacino Regionale (ABR), sulla base dei finanziamenti acquisiti, provvede ad effettuare gli studi e le indagini necessarie alla classificazione dell'effettiva pericolosità e alla perimetrazione delle aree di cui all'art. 11".

Tale previsione implica che le zone di attenzione non sono ancora oggetto di una classificazione definitiva della pericolosità idraulica, e che necessitano di ulteriori approfondimenti tecnico-

idraulici da parte dell'ente preposto per una eventuale successiva perimetrazione in classi P1, P2, o P3.

A supporto della valutazione tecnica, si è fatto riferimento al Progetto di Piano Stralcio per il rischio alluvioni – Calabria/Lao (PSdGDAM_RisAl_Cal_L), adottato con Delibera n. 2 del 24 ottobre 2024 dalla Conferenza Istituzionale Permanente dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale, e pubblicato in Gazzetta Ufficiale n. 56 del 7 marzo 2025.

Le cartografie allegate al PSdGDAM evidenziano in particolare, che la zona indicata come "di attenzione" dal PAI non presenta interferenze con le aree di allagamento rappresentate nella cartografia del PSdGDAM, come si evince chiaramente dalle mappe ufficiali pubblicate.

Si ritiene quindi che, in attesa dell'approvazione definitiva del PSdGDAM_RisAl_Cal_L (entro ottobre 2027), tale strumento rappresenti un riferimento tecnico aggiornato e coerente per valutare l'effettiva pericolosità dell'area di intervento.

Pertanto, sulla base della mappa di pericolosità idraulica del PSdGDAM, si può concludere che il tracciato della pista ciclabile risulta compatibile dal punto di vista idraulico con il contesto territoriale in cui si inserisce.

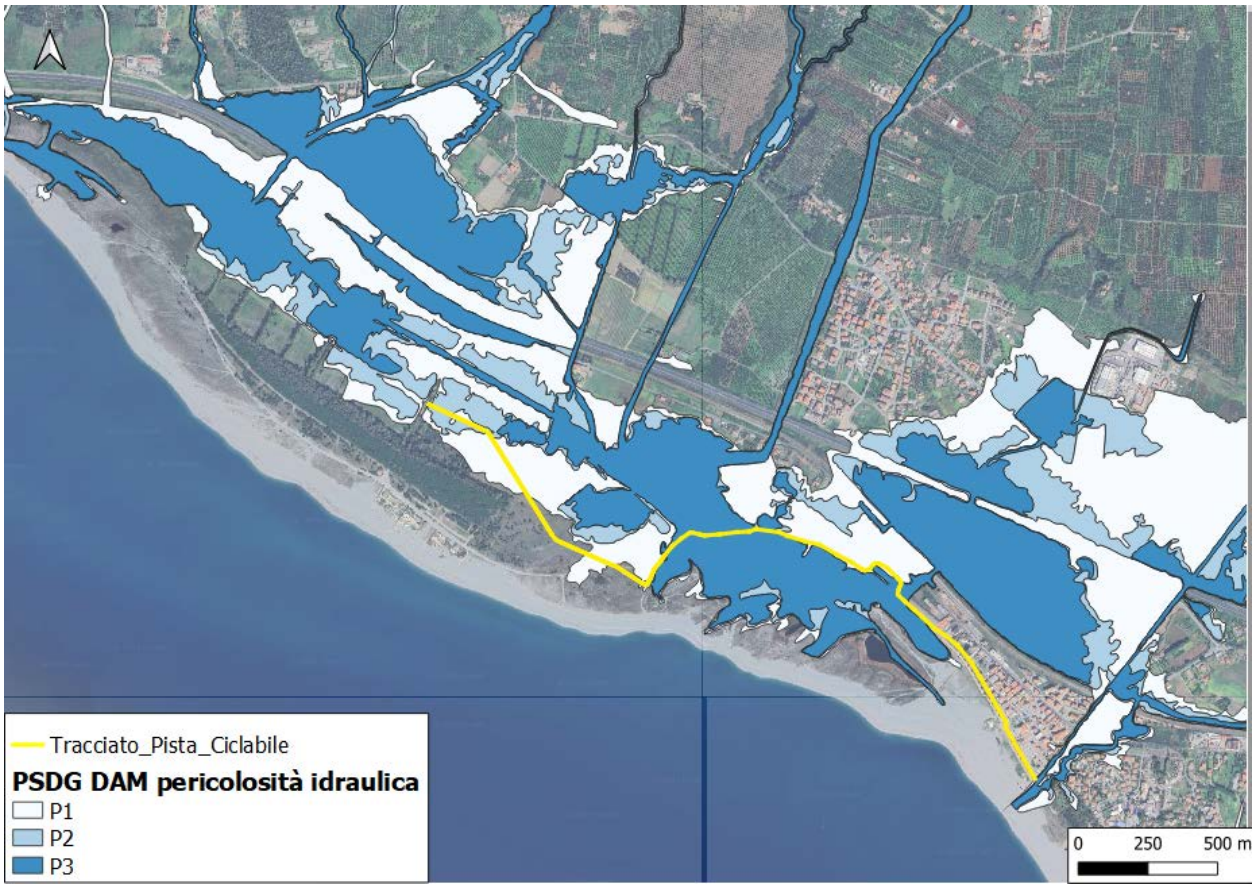


Figura 3.4 Inquadramento con cartografia PSDGDAM – Pericolosità Idraulica

4 STUDIO DELLE PIOGGE

L'analisi statistica degli estremi idrologici è stata eseguita utilizzando il Metodo VAPI mediante l'analisi statistica TCEV (Two Component Extreme Value) al terzo livello di regionalizzazione.

Questo approccio è stato scelto a causa dell'assenza di dati pluviometrici registrati nella zona di intervento. Il terzo livello di regionalizzazione permette di stimare gli eventi di piena utilizzando dati idrologici regionali, fornendo una valutazione affidabile delle condizioni estreme nonostante la mancanza di dati locali diretti.

4.1 Distribuzione probabilistica Two Components Extreme Value (TCEV)

La stima del valore x_T, assunto da una grandezza idrologica in corrispondenza di un assegnato periodo di ritorno, si effettua sulla base della serie campionaria della variabile *x* nel punto di interesse, se disponibile, oppure utilizzando l'informazione fornita dalle serie storiche disponibili nella regione in cui si trova il punto di interesse.

Nel primo caso si ha una stima puntuale, nel secondo caso una stima regionale. Nel caso si combinino l'informazione puntuale e quella regionale si giungerà ad una stima mista.

L'insieme delle operazioni che conducono ad una stima di x_T si definisce stimatore e si costruisce utilizzando un modello probabilistico ad uno o più parametri. La stima di questi ultimi si effettua in base ai dati storici puntuali e/o regionali.

Il modello probabilistico adottato per l'analisi dei valori estremi delle precipitazioni è il modello a doppia componente denominato TCEV (*two components extreme value*). Tale modello è in grado di riprodurre i principali caratteri statistici delle serie storiche delle piogge.

Il modello a doppia componente TCEV ipotizza che i valori estremi di una grandezza idrologica (portata, pioggia) facciano parte di due differenti popolazioni legate a differenti fenomeni meteorologici.

Alla base di questa ipotesi c'è il fatto che molte serie di massimi annuali presentano uno o più valori nettamente maggiori degli altri e tali da sembrare non provenienti dalla stessa popolazione degli altri dati.

L'espressione della CDF della distribuzione TCEV è data da:

$$F_x(x) = \exp\left[-\Lambda_1 \exp\left(-\frac{x}{\vartheta_1}\right) - \Lambda_2 \exp\left(-\frac{x}{\vartheta_2}\right)\right]; \qquad x \geq 0$$

Nell'espressione precedente si sono indicati con il pedice 1 i parametri riguardanti la componente base e con il pedice 2 i parametri relativi alla componente straordinaria.

I parametri Λ1 e Λ2 rappresentano il numero medio annuo di eventi indipendenti delle due componenti, mentre θ1 e θ2 esprimono il loro valore medio annuo.

La distribuzione TCEV è quindi rappresentata da 4 parametri. La precedente funzione di probabilità cumulata è esprimibile anche nella formula:

$$F_X(x) = \exp\left\{-\Lambda_1 \exp(-x/\theta_1) - \Lambda_* \Lambda_1^{1/\theta_*} \exp\left[-x/(\theta_* \theta_1)\right]\right\} \qquad x \geq 0$$

Ponendo

$$\theta_* = \theta_2/\theta_1$$

$$\Lambda_* = \Lambda_2/\Lambda_1^{1/\theta_*}$$

Per la definizione di xT è dunque necessario stimare i 4 parametri Λ1, Λ2, θ1, θ2 o

equivalentemente Λ*, Λ1, θ*, θ1. Per ridurre l'incertezza è possibile adottare tecniche di analisi regionale che suddividono il territorio in zone o sottozone omogenee, all'interno delle quali è possibile assumere costanti alcuni parametri della distribuzione.

- Al 1° livello di regionalizzazione per i due parametri di forma del modello, Λ* e θ*, si può assumere un valore costante all'interno di ampie zone omogenee.
- Al 2° livello di regionalizzazione, oltre ai valori costanti dei parametri Λ*e θ*nelle zone omogenee, all'interno di queste è possibile identificare sottozone omogenee, entro cui si può ritenere costante anche il parametro di scala Λ1;
- Al 3° livello di regionalizzazione, oltre ai tre parametri Λ*, θ* e Λ1 di cui si può assumere un valore regionale, identificato al livello precedente, si persegue in modo regionale anche la stima del quarto parametro che sia θ* o (valore indice) in relazione all'approccio che si intende adottare.

Al secondo livello di regionalizzazione la stima di x_T, nel modello TCEV, può essere effettuata con il metodo del valore indice. Con tale metodo si analizza in luogo di X una variabile adimensionale X/X_I dove X_I è un valore caratteristico della distribuzione di X ed assume il nome di valore indice.

Nelle applicazioni quasi sempre si utilizza come valore indice la media aritmetica μ della serie campionaria della variabile idrologica considerata e si analizza la variabile $X'=X/\mu$ che viene indicata come fattore di crescita.

In generale seguendo tale approccio, la stima di x_T si ottiene con due passi distinti:

- Stima del fattore di crescita x'_T , relativo al periodo di ritorno T;
- Stima del valore indice, μ.

In definitiva la stima di x_T si ottiene con il prodotto:

$X_T=x'_T \cdot \mu$

La stima del fattore di crescita, riferita al periodo di ritorno imposto dal problema in esame, è ovviamente una stima probabilistica. La distribuzione di probabilità (curva di crescita) di tale variabile interpretata con la legge probabilistica TCEV assume espressione:

$F_{X'}(x') = exp\,[-\Lambda_1\, exp(-\eta x') - \Lambda_* \Lambda_1^{1/\theta_*} \exp(-\eta x'\, \theta_*)]$

Dove:

$$\eta = \mu/\theta 1 = \ln \Lambda_1 + \gamma_\varepsilon - \sum_{j=1}^{\infty} \frac{(-1)^{j-1}\Lambda_*^j}{j!}\, \Gamma\left(\frac{j}{\Theta_*}\right)$$

Con $\gamma_\varepsilon = 0.57722$ (costante di Eulero) e sommatoria che può essere limitata da 1 a 20 con buona approssimazione per scopi prattici. È importante sottolineare che la curva di crescita, come si può notare facilmente dalle espressioni riportate, dipende dai soli parametri $\Lambda_1, \theta_*, \Lambda_1$.

Noti i parametri regionali $\Lambda_1, \theta_*, \Lambda_1$, per ciascuna delle serie di piogge orarie da analizzare, è possibile calcolare η mediante la relazione sopra riportata, troncando, come già detto, la sommatoria a j=20, e quindi stimare il quarto parametro $\theta 1$.

4.1.1 VAPI CALABRIA – VARIABILI REGIONALI

Il modello TCEV è stato impiegato nel progetto VAPI (Valutazione delle Piene in Italia), sviluppato dal CNR (Consiglio Nazionale delle Ricerche). Quanto di seguito riportato fa riferimento ai contenuti del rapporto di sintesi pubblicato sul sito del CNR - Gruppo Nazionale Per

la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche. La stima delle portate può essere effettuata sia a partire da dati di pioggia (pluviometria) che da registrazioni di portate (idrometria). Il rapporto VAPI Calabria distingue i due approcci, mostrando, per entrambi i casi, i valori che devono assumere i parametri della distribuzione ai differenti livelli di regionalizzazione. Nel caso in esame, avendo a disposizione un soddisfacente numero di altezze di pioggia di durata 1,3,6,12,24 ore, verrà mostrato l'iter di calcolo da seguire seguendo un approccio prettamente pluviometrico.

Si fa riferimento all'aggiornamento del Modello Regionale Piogge TCEV all'interno del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico "PAI Calabria" (COMITATO ISTITUZIONALE AUTORITA' DI BACINO, Delibera n. 13 del 29 ottobre 2001; GIUNTA REGIONALE, Delibera n. 900 del 31ottobre 2001; CONSIGLIO REGIONALE, Delibera n.115 del 28 dicembre 2001.) presente sulla documentazione dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale.

La stima dei parametri può avvenire a differenti livelli:

- Livello di regionalizzazione zero, in cui i parametri sono tutti stimati dalla singola serie di dati, qualora se ne possiedano nel sito d'interesse.
- Livello di regionalizzazione uno, in cui i parametri Λ^* e θ^* sono stimati regionalmente e i parametri $\Lambda 1$ e $\theta 1$ sono stimati puntualmente.
- Livello di regionalizzazione due, in cui i parametri Λ^*, θ^* e $\Lambda 1$ sono stimati regionalmente e il parametro $\theta 1$ è stimato puntualmente.
- Livello di regionalizzazione tre, in cui tutti i parametri sono stimati regionalmente.

Partendo dall'ipotesi che la Calabria può essere considerata come un'unica zona pluvio-metricamente omogenea, al primo livello di regionalizzazione, i parametri Λ^* e θ^*, possono essere ricavati dalla seguente tabella. Al secondo livello di regionalizzazione la Calabria è suddivisa in 3 sottozone omogenee (Tirrenica, Centrale e Ionica) in cui si considera costante il parametro $\Lambda 1$.

	Calabria zona omogenea		Λ_1 per sottozone omogenee		
Durata (ore)	Λ_*	θ_*	Tirrenica	Centrale	Ionica
1	0.1997	2.0735	13.03	12.84	12.26
3	0.2614	2.41	21.26	17.77	14.02
6	0.2834	2.3103	25.17	18.97	14.17
12	0.2915	2.2148	31.85	17.6	12.91
24	0.361	1.942	31.54	13.42	10.26

Tabella 4.1 Parametri Regionali PAI Calabria – Distretto Appennino Meridionale.

All'interno di ciascuna SZO pluviometrica sono definiti i fattori di crescita, dipendenti dal periodo di ritorno T.

T (anni)	2	5	10	20	25	40	50	100	200	500	1000
$K_{T\ (TIRRENO)}$	0.92	1.22	1.45	1.69	1.78	1.95	2.04	2.32	2.60	2.98	3.27
K_T	0.91	1.26	1.53	1.81	1.91	2.12	2.22	2.54	2.87	3.32	3.65

(CENTRALE)											
K_T (IONIO)	0.89	1.31	1.63	1.97	2.09	2.34	2.46	2.85	3.25	3.78	4.18

Tabella 4.2 Coefficienti di crescita

Il terzo livello di regionalizzazione consiste nella individuazione di legami tra valori medi delle serie storiche ed i parametri geografici che caratterizzano le località in cui sono installate le stazioni di misura. La Calabria è stata suddivisa in aree omogenee, all'interno delle quali sussiste una buona relazione tra la media annuale dei massimi giornalieri e la quota

$$m[h_g] = CZ + D$$

in cui:

- C e D sono due parametri variabili da area pluviometrica omogenea ad area pluviometrica omogenea;
- Z rappresenta l'altezza media del bacino pari a 168 m.s.l.m.

Analizzando i valori delle medie del massimo annuale dell'altezza di pioggia di durata d, m[h(d)], relative alle diverse stazioni che ricadono in un'APO (Area Pluviometrica Omogenea), si nota che per ogni stazione esiste, per d compreso tra 1 e 24 ore un legame del tipo:

$m[h(d)] = a\, d^n$

In cui a e n sono parametri variabili da sito a sito. Assumendo

- m[h (1)], e quindi il parametro a, è costante in ciascuna delle aree omogenee e pari al valor medio pesato con gli anni di funzionamento degli x1 relativi alle serie con N>20.
- il rapporto r = m[hg] / m [h (24)]1 sia costante in tutta la regione e pari a 0.875;
- in ogni stazione valida la relazione $m[h(d)] = ad^n$ e che in ciascuna area omogenea è nota la relazione m[hg] = C Z + D;

è possibile ottenere:

$$n = \frac{C\,Z + D - \operatorname{Log} r - \operatorname{Log} a}{\operatorname{Log} 24}$$

I valori dei parametri per ogni APO sono di seguito riportati:

Area Pluviometrica Omogenea		a	c	d
T1	Pollino	27.79	0.00014	1.907
T2	Sila grande -sottozona tirrenica	23.75	0.00021	1.683
T3	Alto e medio Tirreno	26.61	0.00022	1.769
T4	Stretto	26.73	0.00028	1.736
C1	Basso Crati	21.73	0.00049	1.69

C2	Sila grande - sottozona centrale	23.75	0.00021	1.683
C3	Sila greca	31.02	0.00016	1.951
C4	Sila piccola	33.22	0.00032	1.84
C5	Serre orientali	34.99	0.00036	1.815
I1	Alto Ionio	24.37	0.00026	1.778
I2	Marchesato	30.97	0.00025	1.922
I3	Medio e basso Ionio	39.58	0.00043	1.953
I4	Aspromonte meridionale	34.13	0.00027	1.817

Tabella 4.3 Parametri aree omogenee terzo livello. Fonte: GNDCI Linea 1. Rapporto di sintesi sulla valutazione delle piene in Italia - SINTESI DEL RAPPORTO REGIONALE CALABRIA, Tab. 10.5

4.2 CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA (CPP)

La curva di possibilità pluviometrica è una rappresentazione grafica della distribuzione della pioggia in una determinata area geografica. Essa viene costruita tracciando una curva che rappresenta la percentuale cumulativa del tempo in cui la pioggia cade ad una certa intensità. In pratica, la curva di possibilità pluviometrica mostra l'andamento della pioggia rispetto alla frequenza e all'intensità. Dunque l'analisi statistica degli estremi idrologici è stata condotta secondo l'approccio descritto precedentemente, utilizzando il terzo livello di regionalizzazione.

4.2.1 CPP 3° LIVELLO di regionalizzazione VAPI

L'intero intervento ricade sulla sottozona **T3**, sono state ricavate le curve di probabilità pluviometrica per ciascun tempo di ritorno T = 5, 10, 25, 50, 100, 200 anni. Utilizzando i parametri descritti nella tabella dei parametri delle aree pluviometriche omogenee (APO), si va a calcolare il coefficiente *n* della curva di possibilità pluviometrica. Al fine di poter calcolare le altezze di pioggia per le diverse serie orarie e per i vari tempi di ritorno in esame, si parte anzitutto determinando quella che è la pioggia oraria $\mu(h_t)$, tale parametro è legato ad ogni APO poiché dipendente da *n* che a sua volta dipende dai parametri dello stesso, infatti si ha che:

METODO VA.PI - AREA PLUVIOMETRICA OMOGENEA T3				
c	d	r	a	Z
0.00022	1.769	0.875	26.61	168 m.s.l.m.

Tabella 4.4 Coefficienti A.P.O. T3 e Coefficiente r

$$\mu(h_t) = at^{\frac{CZ+D-Log(r)-Log(a)}{Log(24)}} = at^n$$

t [ore]	u (ht)
1	26.61
3	37.74
6	47.04
12	58.64
24	73.11

Tabella 4.5 Risultati in termini di piogge orarie

Utilizzando i risultati in tabella precedente si possono ricavare le altezze di pioggia per le diverse serie orarie legate ai diversi tempi di ritorno tramite la relazione:

$$h_{t,T} = \mu(h_t) * K_T$$

Dove K_T è un coefficiente o fattore di crescita che è stato calcolato nel rapporto VAPI, in questo caso studio si prende in considerazione i valori di $K_{T\ (TIRRENO)}$ (Tabella 4.2)

t [ore]	h_t(mm) T=5 anni	h_t(mm) T=10 anni	h_t (mm) T=25 anni	h_t (mm) T=50 anni	h_t (mm) T=100 anni	h_t (mm) T=200 anni
1	32.46	38.58	47.37	54.28	61.74	69.19
3	46.04	54.72	67.17	76.98	87.55	98.12
6	57.39	68.21	83.74	95.97	109.14	122.31
12	71.55	85.03	104.39	119.63	136.05	152.47
24	89.19	106.00	130.13	149.14	169.61	190.08

Tabella 4.6 Altezze di pioggia [mm] calcolate per diverse durate e diversi periodi di ritorno TCEV. LIV3

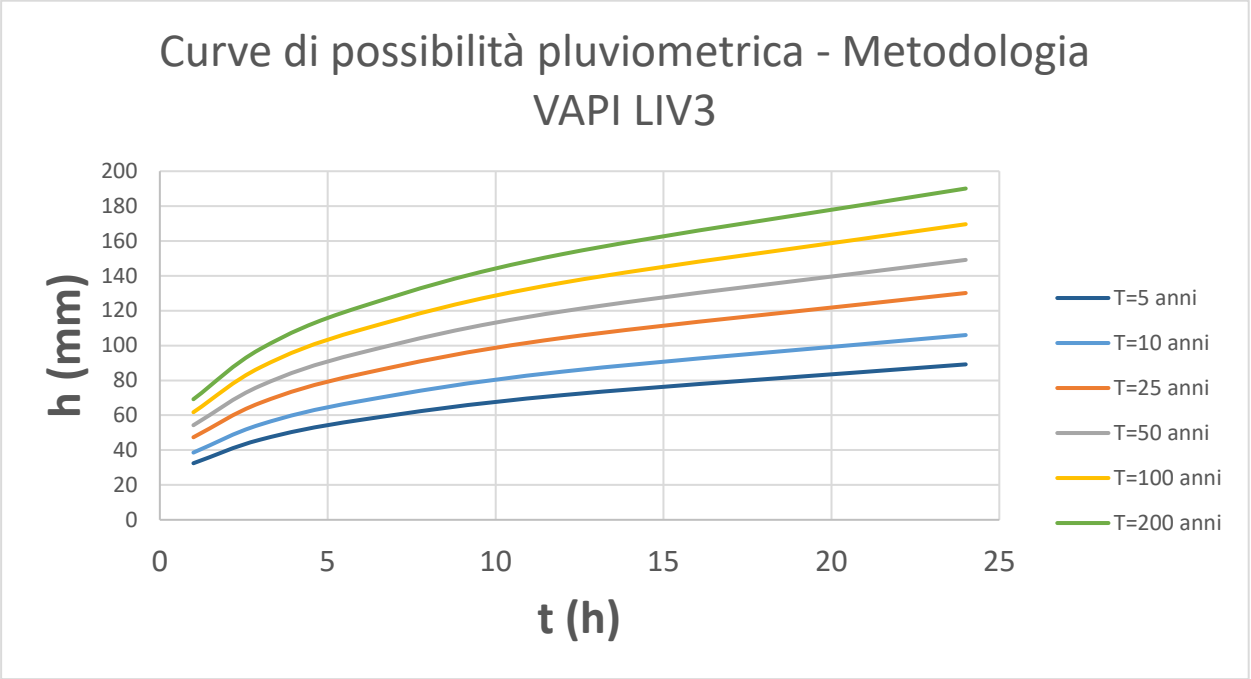


Figura 4.1 Curve di probabilità pluviometrica calcolate con il metodo VAPI Calabria TCEV. LIV3

	T=5 anni	T=10 anni	T=25 anni	T=50 anni	T=100 anni	T=200 anni
a	32.46	38.58	47.37	54.28	61.74	69.19
n	0.318	0.318	0.318	0.318	0.318	0.318

Tabella 4.7 Parametri a ed n delle curve di possibilità pluviometriche ottenute con la distribuzione di tipo TCEV. LIV3

5 CARATTERIZZAZIONE DEI BACINI IN STUDIO

L'attraversamento in progetto (ponte) è situato in un'area palustre complessa, caratterizzata da un sistema di fossi, torrenti e canali.

Per la delimitazione dei bacini idrografici, è stato utilizzato un Modello Digitale del Terreno (DTM) fornito dal Ministero dell'Ambiente e della Sicurezza Energetica. La sezione di chiusura di ciascun bacino è stata individuata all'imbocco dei tombini stradali a monte dell'area palustre.

La discretizzazione dei bacini idrografici è stata effettuata in celle quadrate con lato di 1 metro, per garantire un'analisi accurata dell'area di interesse. L'asta principale dei bacini costituisce il percorso più lungo dal spartiacque fino alla sezione di chiusura.

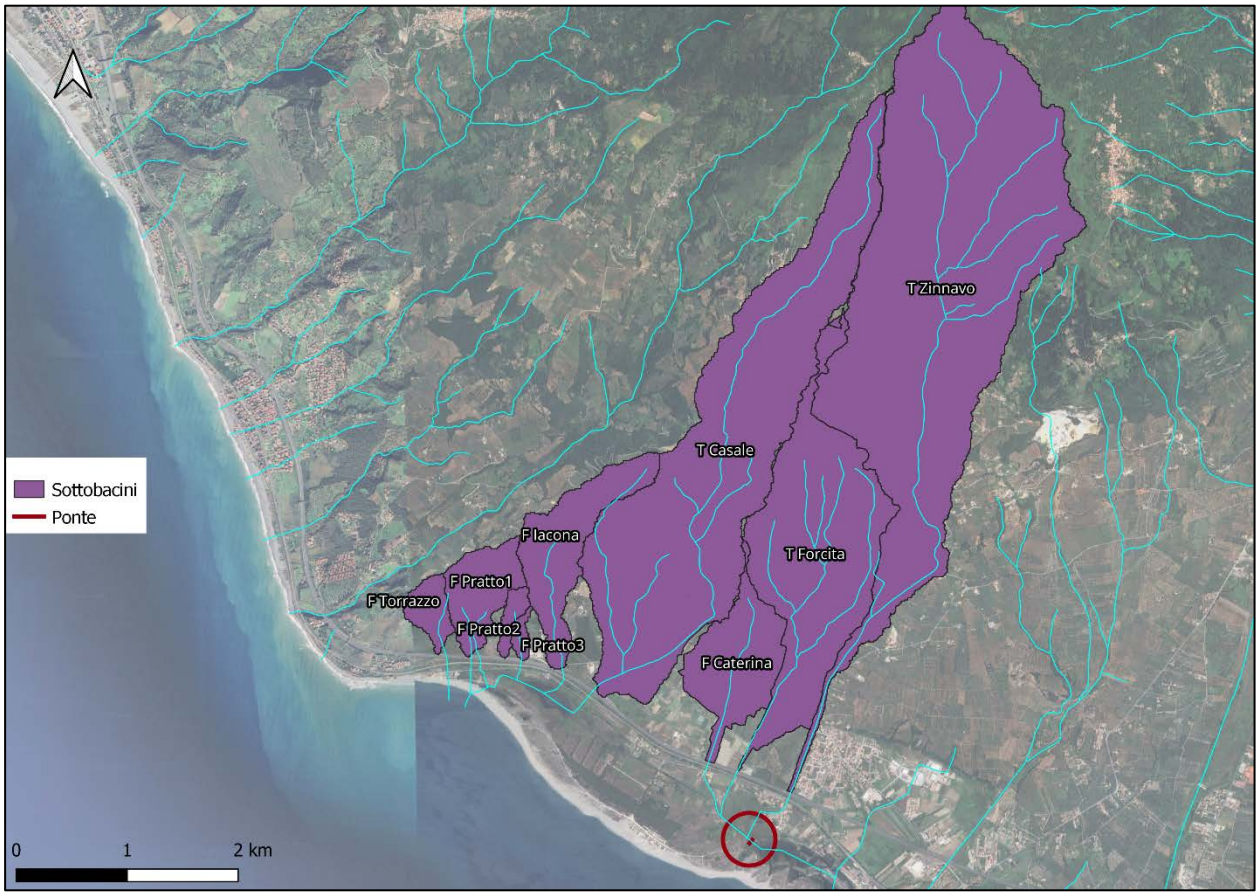


Figura 5.1 Bacini Idrografici in studio

5.1 Caratteristiche fisiografiche ed altimetriche dei bacini

Utilizzando i dati disponibili, ed in particolare il DTM a maglia 1x1m, per i bacini in esame sono state definite le caratteristiche morfometriche ed altimetriche ed in particolare l'area, il perimetro, la quota massima, media e minima dei bacini.

All'interno di ciascun sottobacino sono state individuate la lunghezza e pendenza dell'asta principale del reticolo idrografico. La Tabella 5.2 mostra le caratteristiche fisiografiche dei sottobacini in studio; la pendenza dell'asta principale è stata calcolata tramite la formula di Taylor Schwartz.

$$\sqrt{i_m} = \frac{L_a}{\sum_{k=1}^{N} \frac{l_k}{\sqrt{i_k}}}$$

Dove:

i_m è la pendenza media dell'asta principale;

L_a è la lunghezza totale dell'asta principale in chilometri;

l_k è la lunghezza della singola sezione longitudinale appartenente all'asta principale.

i_k viene descritta come la pendenza della singola sezione longitudinale l_k.

In funzione delle caratteristiche plano altimetriche del bacino è possibile definire, attraverso la

stima di alcuni parametri presenti in letteratura, i principali aspetti correlati alla forma ed alle geometrie assunte dal bacino di riferimento:

Rapporto di circolarità, rapporto tra l'area del sottobacino e l'area ottenuta dalla costruzione di una circonferenza con ugual perimetro	$Rc = \frac{4\pi A}{P^2}$
Fattore di forma: rapporto tra l'area del sottobacino ed il valore della lunghezza dell'asta principale elevato al quadrato	$F_f = S/L^2$
Rapporto di allungamento: rapporto tra la lunghezza dell'asta principale ed il diametro della circonferenza avente area pari a quella del sottobacino	$Rall = \frac{2\sqrt{A}}{L\sqrt{\pi}}$
Coefficiente di uniformità di Gravelius: rapporto tra la lunghezza dello spartiacque (perimetro del sottobacino) e il perimetro della circonferenza di uguale area	$\emptyset = P/\sqrt{4\pi A}$

Tabella 5.1 Equazioni della forma e geometria per il sottobacino di studio.

In seguito, vengono tabellati e rappresentati le caratteristiche per bacino.

Bacino	F Caterina	F Iacona	F Pratto1	F Pratto2	F Pratto3	F Torrazzo	T Casale	T Forcita	T Zinnavo	
A (kmq)	0.814	0.823	0.455	0.088	0.055	0.189	4.549	2.425	6.756	Area Bacino
Perimetro (km)	8.029	7.309	4.025	2.14	1.546	2.479	18.891	16.797	26.079	Perimetro Bacino
Hmax (m.s.l.m.)	224.25	391.36	173.99	134.79	100.59	111.01	993.21	674.15	1202.30	Quota massima Bacino
Hmed (m.s.l.m.)	40.14	177.34	96.41	79.41	50.26	67.08	348.47	215.25	609.36	Quota minima Bacino
Hmin (m.s.l.m.)	1.04	12.00	12.12	17.99	14.55	14.33	1.17	3.32	5.11	Quota media Bacino
i in percentule	11.90	21.81	17.18	19.00	20.56	18.60	32.20	25.08	42.00	
i (-)	0.119	0.218	0.172	0.190	0.206	0.186	0.322	0.251	0.420	Pendenza media Bacino
Rc (-)	0.16	0.19	0.35	0.24	0.29	0.39	0.16	0.11	0.12	Rapporto circolarità
Ff (-)	0.31	0.18	0.39	0.24	0.22	0.30	0.10	0.19	0.10	Fattore di forma
Rall (-)	0.62	0.48	0.70	0.56	0.53	0.61	0.37	0.49	0.35	Rapporto di allungamento
ϕ (-)	2.51	2.27	1.68	2.04	1.86	1.61	2.50	3.04	2.83	Coefficiente Gravelius
L asta (km)	1.63	2.12	1.08	0.6	0.5	0.8	6.59	3.57	8.41	Lunghezza asta principale
ik (-)	0.1369	0.1789	0.1499	0.1947	0.1721	0.1209	0.1505	0.1879	0.1424	pendenza asta principale
Hmax asta (m.s.l.m)	224.25	391.36	173.99	134.79	100.59	111.01	993.21	674.15	1202.30	Quota massima asta
Hmin asta (m.sl.m.)	1.04	12.00	12.12	17.99	14.55	14.33	1.17	3.32	5.11	Quota minima asta
V (m/s)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	Velocità media della corrente

Tabella 5.2 Caratteristiche fisiografiche del bacino.

5.2 Calcolo del tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione del bacino indica il tempo che impiega una goccia d'acqua dal punto idraulicamente più svantaggiato a raggiungere la sezione di chiusura.

Per il calcolo del tempo di corrivazione sono state utilizzate le seguenti formule presenti in letteratura e successivamente viene calcolato il valore medio per gli effettivi calcoli afflussi deflussi:

Formula di Pezzoli

$$t_c = 0.055 \frac{L}{\sqrt{i_k}} \quad \text{(ore)}$$

Formula di Pasini

$$t_c = \frac{0.108 \sqrt[3]{A_b \cdot L}}{\sqrt{i_k}} \quad \text{(ore)}$$

Formula di Viparelli

$$t_c = \frac{L}{3600 \cdot V} \quad \text{(ore)}$$

Formula di Ventura

$$t_c = 0.1272 \cdot \sqrt{\frac{A_b}{i}} \quad \text{(ore)}$$

Dove:

- A_b è l'area del bacino espressa in kmq;
- i_m è la pendenza media del bacino
- H_{med} quota media del bacino in m.s.l.m.;
- H_{min} quota minima del bacino ovverosia sezione di chiusura in m.s.l.m.;
- L è la lunghezza dell'asta principale;
- i_k è la pendenza media dell'asta principale;
- V è la velocità media della corrente assunta pari a 1.5 m/s.

Bacino	F Caterina	F Iacona	F Pratto1	F Pratto2	F Pratto3	F Torrazzo	T Casale	T Forcita	T Zinnavo
Pezzoli	0.24	0.28	0.15	0.07	0.07	0.13	0.93	0.45	1.23
Pasini	0.32	0.31	0.22	0.09	0.08	0.17	0.86	0.51	1.10
Viparelli	0.30	0.39	0.20	0.11	0.09	0.15	1.22	0.66	1.56
Ventura	0.31	0.27	0.22	0.09	0.07	0.16	0.70	0.46	0.88
Media (ore)	**0.29**	**0.31**	**0.20**	**0.09**	**0.08**	**0.15**	**0.93**	**0.52**	**1.19**

Tabella 5.3 Tempo di corrivazione dei bacini in ore.

6 MODELLI ALLA BASE DELL'ANALISI IDROLOGICA

La finalità dell'analisi idrologica consiste nella valutazione delle massime portate di piena, mediante l'applicazione delle metodologie:

- *Soil Conservation Service (SCS)* basata sulla definizione delle caratteristiche del suolo, della copertura vegetale e delle condizioni meteorologiche della zona.
- Metodo razionale.

6.1 Metodologia Soil Conservation Service (SCS)

Il metodo SCS (*Soil Conservation Service*) è un approccio sviluppato negli Stati Uniti per la gestione delle acque piovane e la prevenzione dell'erosione del suolo. Questo metodo utilizza un approccio quantitativo per valutare la quantità di pioggia che viene trattenuta sul terreno e quella che viene scaricata verso i corsi d'acqua (coefficiente di afflusso), basato sul *Curve Number*.

Il *Curve Number* è un indicatore utilizzato in idrologia per determinare la quantità di pioggia che viene trattenuta sul terreno e quella che viene scorciata verso i corsi d'acqua. Questo numero viene

calcolato sulla base della permeabilità del suolo, della vegetazione e della topografia del terreno, ovvero valuta un valore di coefficiente di afflusso.

Il coefficiente CN è influenzato anche dalle condizioni di umidità del suolo previste. Queste condizioni sono descritte dal parametro AMC (*Antecedent Moisture Condition*), che tiene conto delle precipitazioni avvenute nei cinque giorni precedenti all'evento simulato e varia a seconda della stagione in cui si verifica l'evento. Per questo studio si ritiene prudenziale la simulazione della condizione AMC III.

La procedura di calcolo che viene prevista dal metodo in trattazione viene illustrata nei seguenti passaggi, sintetizzati per punti:

- Stima del Curve Number, relativo a condizioni di elevata umidità (CN(III))

Il passaggio da un CN che si riferisce alla condizione AMC II (sinteticamente indicato con CN(II)) a un parametro CN(III) avviene secondo la formula:

$$CN(III) = \frac{CN(II)}{(0.43 + 0.0057 * CN(II)}$$

Dove:

CN(II) = Curve Number, relativo a condizioni di umidità media, desumibile dalla seguente tabella in funzione di diversi tipi di suolo e copertura.

Il valore di CN (II) è stato ottenuto con l'utilizzo di un'analisi GIS del raster prodotto dal Laboratorio di Cartografia Ambientale e Modellistica Idrogeologica (CAMILAB) della Università della Calabria.

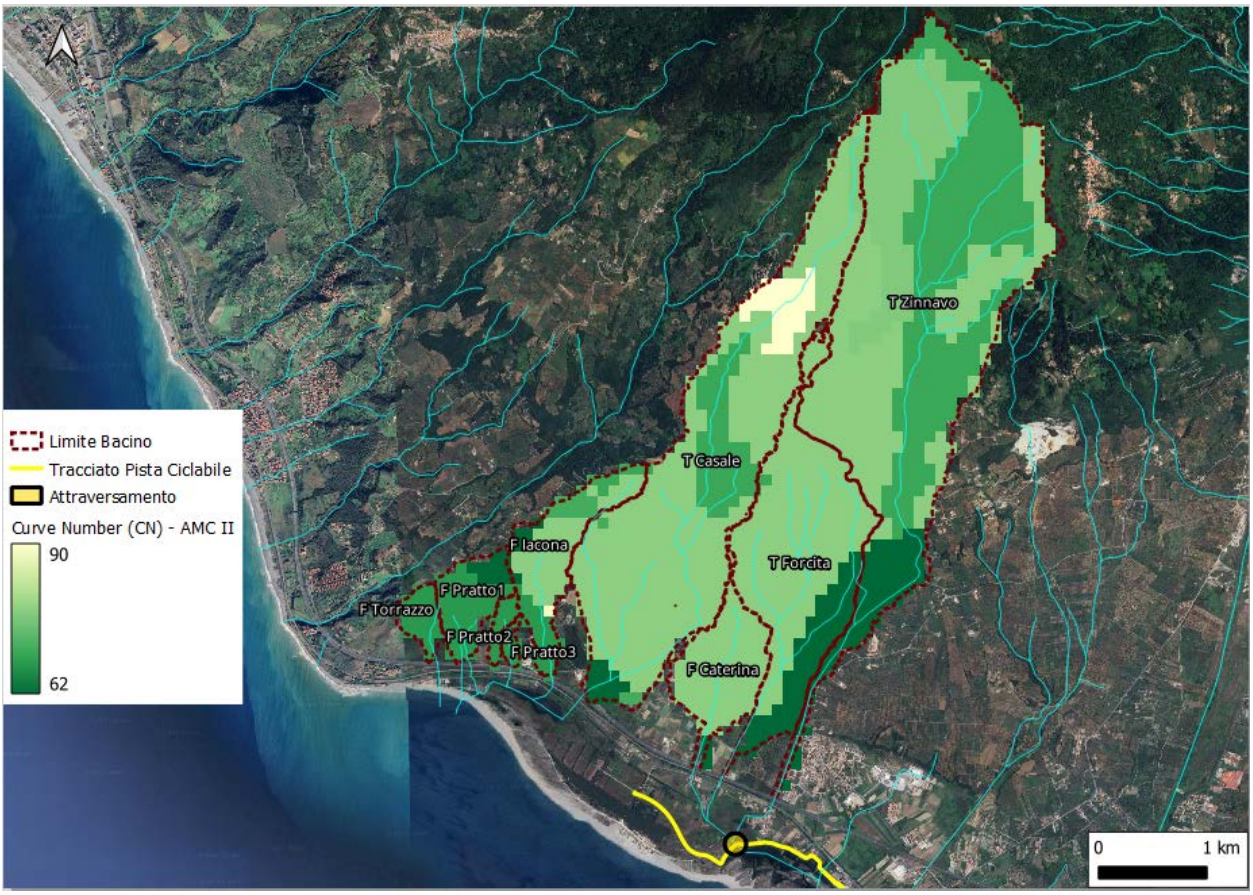


Figura 6.1 Curve Number (CN) – AMC II. Bacini in studio

Tipologie di uso del suolo	Tipo di suolo			
	A	B	C	D
Suoli coltivati	62-72	71-81	78-88	81-91
Pascoli	39-68	61-79	74-86	80-89
Prati	30	58	71	78
Boschi e foreste con copertura modesta	45	66	77	83
Boschi e foreste con buona copertura dall'erosione e sottobosco	25	55	70	77
Aree a parco e di fruizione ricreativa:				
- con copertura erbacea superiore al 75%	39	61	74	80
- con copertura erbacea dal 50 al 75%	49	69	79	84
Aree commerciali (impermeabili per 185%)	89	92	94	95
Aree industriali (impermeabili per il 72%)	81	88	91	93
Aree residenziali con percentuale media impermeabile:				
65%	77	85	90	92
38%	61	75	83	87
30%	57	72	81	86
25%	54	70	80	85
20%	51	68	79	84
Parcheggi, aree coperte (impermeabili)	98	98	98	98
Strade:				
- asfaltate	98	98	98	98
-inghiaiate	76	85	89	91

Tabella 6.1 Valori del parametro CN per diverse combinazioni di suolo e copertura, considerando condizioni di media umidità CN(II) (Fonte: "Handbook of Hydrology, D.R. Maidment, 1992)

Tipo idrologico di suolo	Descrizione
A	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla; anche ghiaie profonde, molto permeabili.
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidi, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
D	Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza delle superfici.

Tabella 6.2 Tipi idrologici di suolo da considerare nella scelta del parametro CN

- Stima del volume specifico di saturazione del terreno

$$Vs = 25.4\left(\frac{1000}{CN(III)} - 10\right)$$

Dove:

Vs = volume specifico di saturazione del terreno (mm); CN(III) = parametro numerico precedentemente calcolato.

- Stima della pioggia efficace

$$Pe = \frac{(P - 0.2 * Vs)^2}{(P + 0.8 * Vs)}$$

Dove:

Pe = pioggia efficace (mm); *P* = pioggia totale (mm), esprimibile sulla base delle curve di probabilità pluviometrica risultanti dall'analisi idrologica e riferibile ad una durata pari al tempo di corrivazione del bacino (*tc*); *Vs* = volume specifico di saturazione del terreno [mm].

- Calcolo del tempo di ritardo (tr) in ore.

$$tr = 0.6 * tc$$

- Calcolo del tempo efficace (teff) in ore.

$$teff = tc(1 - \frac{0.2 * Vs}{h_{tc,T}})$$

- Calcolo del tempo di accumulo nel bacino (ta) in ore.

$$ta = 0.5 * teff + tr$$

Dove:

hTc,T (mm) = altezza di pioggia esprimibile sulla base delle curve di possibilità pluviometrica in funzione del tempo di ritorno (*T*) e del tempo totale di pioggia assunto pari al tempo di corrivazione del bacino (*tc*); *Tc* (ore) = tempo di corrivazione del bacino considerato.

- Calcolo della portata al colmo

$$Q = 0.208 * \frac{Pe * S}{ta}$$

Dove:

Pe = pioggia efficace [mm]; S = estensione del bacino [kmq]; ta = tempo di accumulo [ore].

6.2 Metodo razionale per la stima delle portate al colmo di piena

Nella trasformazione afflussi deflussi, il metodo razionale appare come un procedimento particolarmente semplice per la stima della portata al colmo di piena. Tale approccio si basa sull'utilizzo della curva di possibilità pluviometrica e sull'ipotesi che a parità di tempo di ritorno, la portata al colmo maggiore è prodotta dall'evento la cui durata è identica al tempo di corrivazione. Il metodo razionale è rappresentato dalla seguente formula analitica:

$$Q_{t_c} = \frac{\Phi i(t_c)A}{3,6}$$

in cui:

Φ è il coefficiente di deflusso, indicante il rapporto tra i deflussi e gli afflussi, assunto pari a 0,35;

t_c è il tempo di corrivazione del bacino considerato (ore);

$i(t_c)$ è l'intensità di pioggia di un evento avente durata d = t_c (mm/ora);

A è la superficie del bacino (o area scolante) (Km^2);

Q_{t_c} è la portata al colmo di piena che defluisce alla sezione di chiusura in corrispondenza di un evento di durata t_c (m^3/s).

6.3 Risultati della portata al colmo di piena

I valori di *a* e *n* che caratterizzano le curve di possibilità pluviometrica CPP corrispondente a un tempo di ritorno pari a 200 anni, vengono recuperati dall'analisi idrologica. I suddetti parametri sono necessari per il calcolo della pioggia efficace Pe (mm). Per il calcolo del tempo efficace teff (ore) viene considerato il valore medio del tempo di corrivazione tc (ore) di tutti i risultati compiuti tramite le metodologie di Pezzoli, Pasini, Viparelli, Ventura.

6.3.1 Portata al colmo di piena SCS

Bacino	CN (II)	CN (III)	Vs	Tc (ore)	A (kmq)	a	n	P (mm)	Pe (mm)	tr (ore)	hTc, (mm)	t eff (h)	ta (ore)	Q (mc/s)
F Caterina	77.57	88.9	31.6	0.29	0.814	69.19	0.32	46.86	22.79	0.18	46.86	0.25	0.30	12.72
F Iacona	73.86	86.8	38.7	0.31	0.823	69.19	0.32	47.78	20.38	0.19	47.78	0.26	0.32	10.97
F Pratto1	66.82	82.4	54.2	0.20	0.455	69.19	0.32	41.39	11.01	0.12	41.39	0.15	0.19	5.41
F Pratto2	68	83.2	51.4	0.09	0.088	69.19	0.32	32.26	6.59	0.05	32.26	0.06	0.09	1.41
F Pratto3	68	83.2	51.4	0.08	0.055	69.19	0.32	30.66	5.79	0.05	30.66	0.05	0.07	0.92
F Torrazzo	68	83.2	51.4	0.15	0.189	69.19	0.32	37.83	9.62	0.09	37.83	0.11	0.14	2.62
T Casale	77.29	88.8	32.1	0.93	4.549	69.19	0.32	67.60	40.13	0.56	67.60	0.84	0.98	38.81
T Forcita	74.16	87.0	38.1	0.52	2.425	69.19	0.32	56.22	27.26	0.31	56.22	0.45	0.54	25.59
T Zinnavo	73.42	86.5	39.5	1.19	6.756	69.19	0.32	73.12	40.60	0.71	73.12	1.06	1.24	45.84

Tabella 6.3 Risultati portata al colmo di piena (mc/s) metodologia SCS

6.3.2 Portata al colmo di piena Metodo Razionale

				TR 200 anni			
Bacino	A (kmq)	Tc (ore)	Φ	a	n	i (mm/h)	Q (mc/s)
F Caterina	0.814	0.29	0.35	69.19	0.318	159.541	12.63
F Iacona	0.823	0.31	0.35	69.19	0.318	153.079	12.25
F Pratto1	0.455	0.20	0.35	69.19	0.318	208.209	9.21
F Pratto2	0.088	0.09	0.35	69.19	0.318	355.267	3.04
F Pratto3	0.055	0.08	0.35	69.19	0.318	396.374	2.12
F Torrazzo	0.189	0.15	0.35	69.19	0.318	252.506	4.64
T Casale	4.549	0.93	0.35	69.19	0.318	72.717	32.16
T Forcita	2.425	0.52	0.35	69.19	0.318	107.978	25.46
T Zinnavo	6.756	1.19	0.35	69.19	0.318	61.445	40.36

Tabella 6.4 Risultati portata al colmo di piena (mc/s) metodo razionale.

6.4 Idrogrammi di piena

Definite le portate al colmo di piena si è passati a definire la forma dell'idrogramma di piena.

Gli idrogrammi di piena sono stati ricostruiti a partire dall'idrogramma adimensionale di Mockus, ossia una curva adimensionale ricavata da numerosi idrogrammi unitari ottenuti da idrogrammi di piena registrati in bacini di differente estensione e posizione geografica, che mette in relazione il rapporto tra la generica portata Q all'istante t e la portata al colmo Qp che si verifica all'istante ta (tempo di accumulo: durata della fase di crescita) con la variabile t/ta. La determinazione dell'idrogramma di piena è consistita quindi nell'amplificare l'ascissa e l'ordinata dell'idrogramma unitario di Mockus mediante due fattori, rispettivamente pari a ta e Qp caratteristici del bacino analizzato.

t/t_a	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
	0.9	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6
Q/Q_p	0.03	0.1	0.19	0.31	0.47	0.66	0.82	0.93
	0.99	1	0.99	0.93	0.86	0.78	0.68	0.56
t/t_a	1.7	1.8	1.9	2	2.2	2.4	2.6	2.8
	3	3.2	3.4	3.6	3.8	4	4.5	5
Q/Q_p	0.46	0.39	0.33	0.28	0.207	0.147	0.107	0.077
	0.055	0.04	0.029	0.021	0.015	0.011	0.005	0

Tabella 6.5 Coordinate idrogramma unitario SCS adimensionalizzato di Mockus.

L'idrogramma triangolare già esaminato per il calcolo della portata al colmo di piena è, pertanto, una semplificazione dell'idrogramma di Mockus che è stata costruita facendo in modo che i due idrogrammi (triangolare e Mockus) abbiano la stessa portata al picco Qp e sottendano la stessa area, cioè abbiano lo stesso volume totale di deflusso.

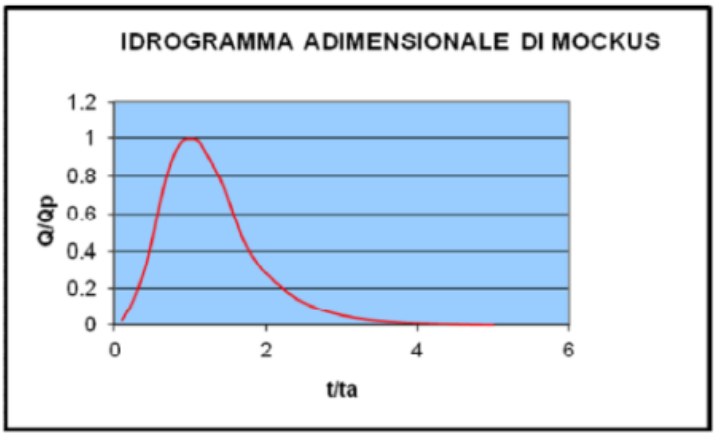


Figura 6.2 Idrogramma adimensionale di Mockus

Nella definizione della forma dell'idrogramma di piena risulta importante determinare la relazione intercorrente tra i picchi di piena e i volumi transitanti in periodi di durata variabile. Di seguito si riportano gli idrogrammi per tempo di ritorno pari a 200 anni, su tutti i bacini in studio.

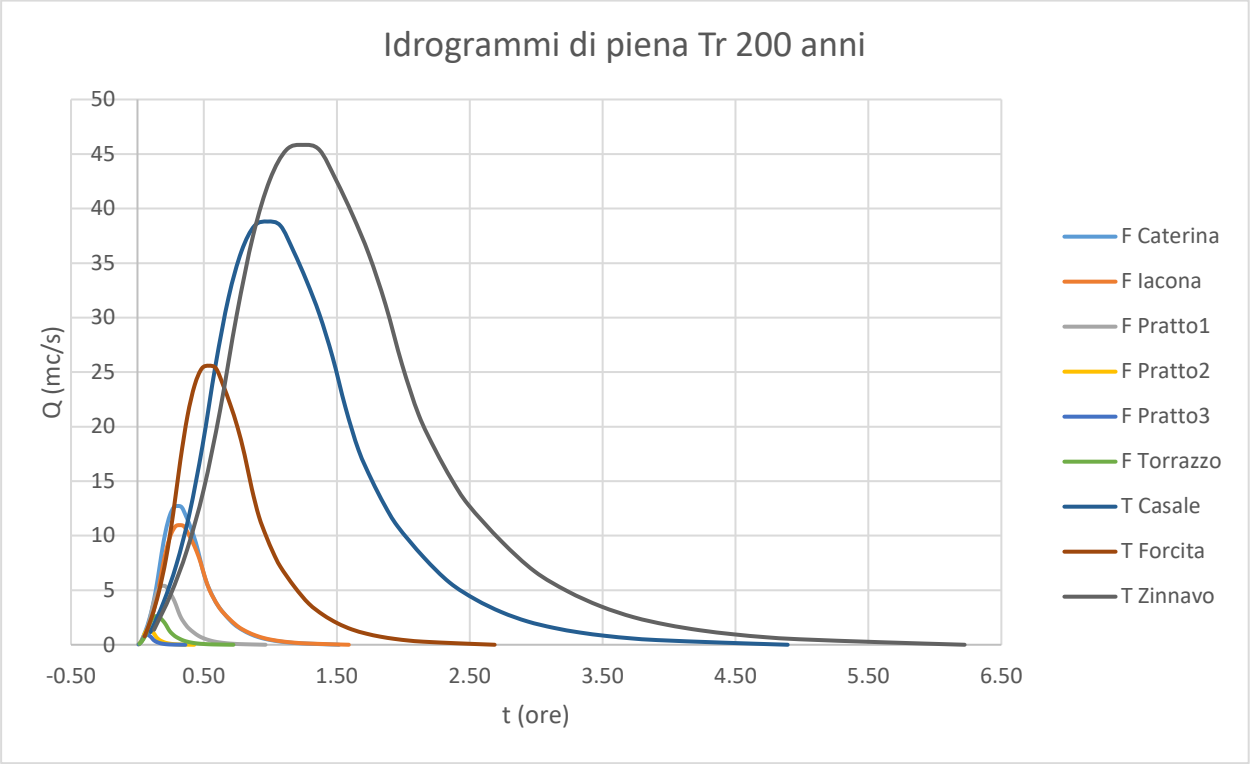


Figura 6.3 Idrogramma di piena con Tr 200 anni per i bacini in studio.

7 STUDIO IDRAULICO

7.1 Condizioni idrologiche di base

Nelle Figure in seguito viene evidenziata l'estensione dell'area oggetto di analisi. Il dominio di calcolo (rosso) è delimitato a Nord dei bacini in studio, a sud e sud-est dal mare. All'interno del dominio è presente l'attraversamento in progetto.

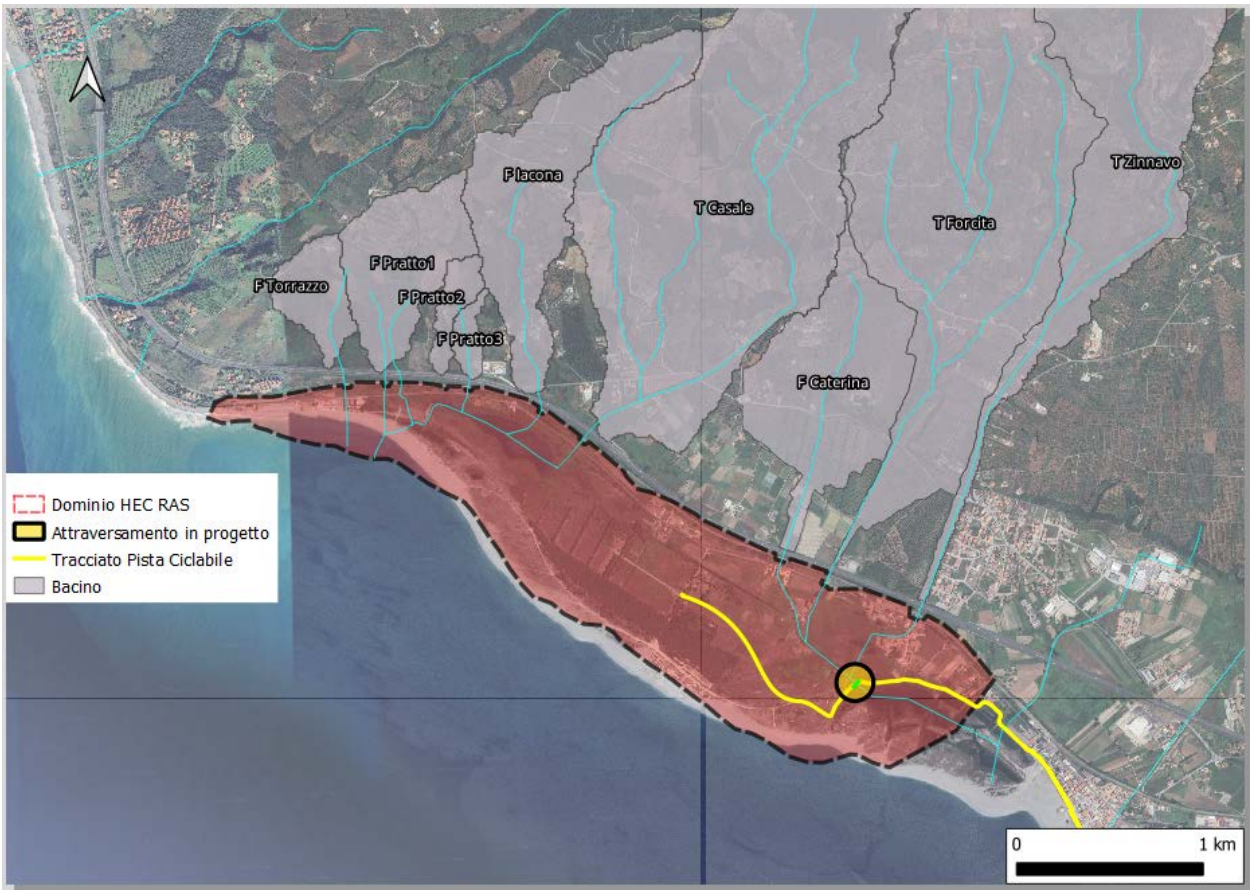


Figura 7.1 Area Modellata su ortofoto.

Lo studio idraulico è stato sviluppato su modello digitale del terreno (DTM) ad alta risoluzione Lidar 2mx2m dal database del Ministero dell'Ambiente.

Le simulazioni idrauliche realizzate sono di tipo non stazionario, nelle sezioni di monte sono state immesse come condizioni al contorno le onde di piena a tempo di ritorno 200 anni ricavate dallo studio Idrologico. A quanto previsto dal DM 14.1.2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" (par. 5.1.2.4 "Compatibilità idraulica").

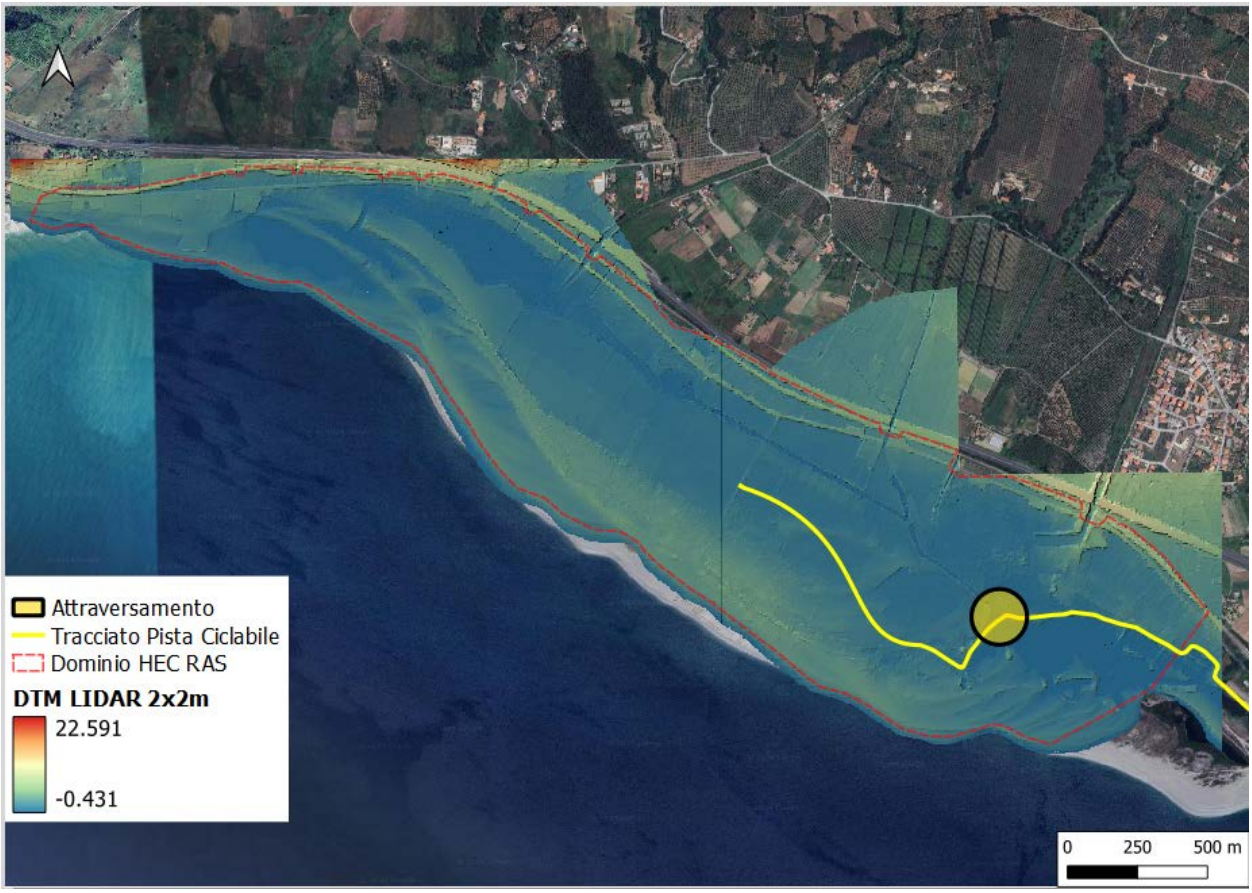


Figura 7.2 Area modellata su DTM

7.2 Implementazione del modello idraulico

Il codice di calcolo HEC-RAS è un programma sviluppato dal Corpo degli ingegneri dell'esercito U.S.A. presso l'Hydrologic Engineering Centre (HEC) utilizzato per la modellazione mono e bidimensionale di reti di canali naturali e artificiali, River Analisys System (RAS).

Il software HEC RAS permette di:

- Effettuare simulazioni in condizioni stazionarie (steady flow) in corrente lenta, veloce o mista,
- calcolando i corrispettivi profili di corrente.
- Effettuare simulazioni in condizioni non stazionarie (unsteady flow).
- Effettuare simulazioni per la classificazione e quantificazione di processi di idrodinamica del
- trasporto solido relativi a fenomeni di erosione o deposizione generalizzata e/o localizzata.

Con la versione 6.3.1 di HEC RAS è stata aggiunta la possibilità di effettuare simulazioni idrauliche bidimensionali all'interno dell'analisi in moto vario. È possibile ora eseguire sia simulazioni con modelli monodimensionali e bidimensionali in moto vario, sia modelli monodimensionali integrati con modelli 2D nelle aree inondabili.

7.2.1 Modellazione Bidimensionale

Il software HEC-RAS versione 6.3.1. permette la simulazione dei deflussi combinando il modello monodimensionale dell'asta fluviale principale con il modello bidimensionale delle zone esterne.

Le caratteristiche principali dell'algoritmo di modellazione della nuova versione sono:

- Modellazione combinata 1D e 2D che prevede la possibilità di eseguire una simulazione combinata 1D e 2D all'interno dello stesso modello in regime di moto vario che permettendo di lavorare su schemi fluviali più complessi, utilizzando come sopra descritto la modellazione 1D per l'alveo, e la modellazione 2D aree inondabili esterne.

- Equazioni complete di Saint Venant o di diffusione dell'onda in 2D: Il programma risolve sia le equazioni 2D di diffusione dell'onda o quelle complete di Saint Venant. Questa opzione è selezionabile dall'utente, offrendo quindi una maggiore flessibilità. In generale, le equazioni di diffusione dell'onda in 2D consentono al software di funzionare più velocemente garantendo inoltre una maggiore stabilità. Le equazioni 2D in forma completa di Saint Venant sono applicabili a una gamma più ampia di problemi, ma la grande maggioranza delle situazioni può essere modellata con sufficiente precisione con le equazioni di diffusione dell'onda.

- Algoritmo di soluzione ai volumi finiti: Il risolutore delle equazioni di moto bidimensionale utilizza un algoritmo implicito ai volumi finiti. L'algoritmo di soluzione consente di utilizzare step temporali di calcolo maggiori rispetto ai metodi espliciti. L'approccio ai volumi finiti fornisce una misura dei miglioramenti in termini di stabilità e robustezza rispetto alle tradizionali tecniche differenziali di soluzione basate su metodi agli elementi finiti.

- Algoritmo per la soluzione accoppiata dei modelli 1D e 2D: Gli algoritmi di soluzione 1D e 2D sono strettamente accoppiati nello stesso passo temporale di calcolo permettendo una perfetta coerenza a ogni step tra i modelli 1D e 2D. Ad esempio, se un fiume è modellato in 1D, ma l'area dietro un argine è modellata in 2D, il deflusso al di sopra dell'argine o eventualmente attraverso una breccia nell'argine è valutato utilizzando come carico di monte il livello nel fiume 1D e come carico di valle il livello nell'area 2D. L'equazione dello stramazzo è utilizzata per calcolare il deflusso al di sopra dell'argine o attraverso la breccia.

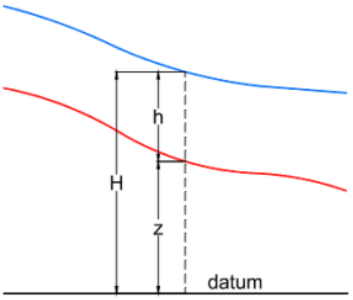
- Maglie computazionali strutturate e non strutturate: Il software è stato progettato per utilizzare mesh computazionali strutturati o non strutturati. Ciò significa che le cellule computazionali possono essere triangoli, quadrati, rettangoli o anche elementi a cinque e sei facce. La maglia può essere una miscela di forme e dimensioni delle celle. Il contorno esterno della maglia computazionale è definito con un poligono.

- Tabella dettagliata delle proprietà idrauliche per le celle di calcolo: All'interno di HEC-RAS le celle e le facce delle celle si basano sui dati del terreno sottostante (DTM). Ogni cella della maglia computazionale è pre-elaborato per sviluppare dei grafici dettagliati sulle proprietà idrauliche basate sul terreno sottostante che vengono utilizzati nella modellazione di HEC. Inoltre, ogni faccia delle celle viene valutata come una sezione trasversale dove vengono elaborate in tabelle che descrivono le proprietà idrauliche. Il flusso si muove in

tutta la faccia (tra le celle) basandosi su questi dati. Questo permette agli utenti di utilizzare delle celle molti grandi senza però perdere troppo il dettaglio del terreno sottostante che governa il movimento del flusso. Il vantaggio è un minor numero di calcoli e quindi tempi di esecuzione molto più veloci

- Dettagliata mappatura dello scenario degli allagamenti con animazioni: La perimetrazione delle aree allagabili così come le animazioni dello scenario degli allagamenti in funzione del tempo può essere fatta all'interno di HEC-RAS utilizzando le funzionalità di RASMapper. La mappatura delle aree allagate si basa sul DTM, ciò significa che la reale superficie bagnata sarà basata sui dettagli della morfologia del terreno sottostante e non sulla dimensione della cella di calcolo. Le celle quindi possono anche essere parzialmente bagnate/asciutte.
- Algoritmo di calcolo basato su sistemi Multi-Processore: Il modello di calcolo 2D è stato programmato per sfruttare i sistemi multi-processore presenti sui computer moderni (architettura parallela). In questo l'algoritmo di soluzione presenta una maggiore velocità e quindi i computer dotati di più processori saranno in grado di eseguire la modellazione 2D più velocemente rispetto ai computer a singolo processore.
- Motori di calcolo a 64 e 32 bit: HEC-RAS è ora dotato di motori di calcolo sia a 64 bit che a 32 bit. Il software utilizzerà automaticamente i motori di calcolo a 64 bit se si installa su un sistema operativo a 64 bit

Il modello matematico bidimensionale utilizza le equazioni di conservazione della massa e della quantità di moto, che vengono risolte con uno schema ai volumi finiti. Si riporta di seguito il sistema di riferimento di HEC-RAS 2D, ove la quota del terreno è indicata con z(x,y), l'altezza idrica con h(x,y,t) e l'altezza del pelo libero con H(x,y,t) = z(x,y) + h(x,y,t).



Conservazione della massa: assumendo il fluido incomprimibile, l'equazione differenziale della conservazione della massa (continuità) in moto vario è:

$$\frac{\partial H}{\partial t}+\frac{\partial (h\cdot u)}{\partial x}+\frac{\partial (h\cdot v)}{\partial y}+q=0$$

in cui t è il tempo, u e v sono rispettivamente le componenti di velocità lungo le direzioni x ed y e q è la portata in ingresso ed in uscita dovuta a immissioni od uscite di acqua. Conservazione della quantità di moto: quando la dimensione orizzontale caratteristica dell'area di studio è molto maggiore della dimensione verticale, gli effetti legati alla componente verticale della velocità possono essere trascurati e si può assumere una distribuzione idrostatica delle pressioni, a partire dalle equazioni di Navier-Stokes. In tali ipotesi e nell'ipotesi di densità del fluido costante,

l'equazione di conservazione della quantità di moto assume la seguente forma:

$$\frac{\partial u}{\partial t}+u\cdot\frac{\partial u}{\partial x}+v\cdot\frac{\partial v}{\partial y}=-g\cdot\frac{\partial H}{\partial x}+v_t\cdot\left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}\right)-c_f\cdot u+f\cdot v$$

in cui oltre ai simboli già illustrati, g è l'accelerazione di gravità, vt è il coefficiente di viscosità turbolenta, cf è il coefficiente di attrito al fondo, ed f è il coefficiente di Coriolis.

Utilizzando la formula di Chézy il coefficiente di scabrezza sul fondo è dato da:

$$c_f=\frac{g\cdot|V|}{C^2\cdot R}$$

in cui g è l'accelerazione di gravità, |V| è il modulo del vettore velocità, C è il coefficiente di Chézy ed R è il raggio idraulico. Utilizzando la formula di Manning C = R 1/6/n , in cui n è il coefficiente di scabrezza di Manning, pertanto si ha:

$$c_f=\frac{n^2\cdot g|V|}{R^{4/3}}$$

Per la modellazione del campo di moto HEC-RAS utilizza l'approccio batimetrico sub-grid sviluppato da Casulli. Con tale approccio si riesce a sfruttare informazioni topografiche ad alta risoluzione (ad esempio dati Lidar con passo della griglia pari ad 1m) pur utilizzando celle di calcolo a dimensione caratteristica maggiore rispetto alla risoluzione dei dati in ingresso. Per ogni singola cella di calcolo infatti in fase di preprocessione viene ricavata la legge di variazione con la quota del pelo libero delle grandezze idrauliche caratteristiche, basandosi sui dati topografici ad alta risoluzione relativi alla cella stessa. Vengono così determinate: curva di invaso della cella, area, contorno bagnato e raggio idraulico su ogni bordo della cella. Tale schema di risoluzione consente di sfruttare al massimo il dettaglio dei dati in ingresso.

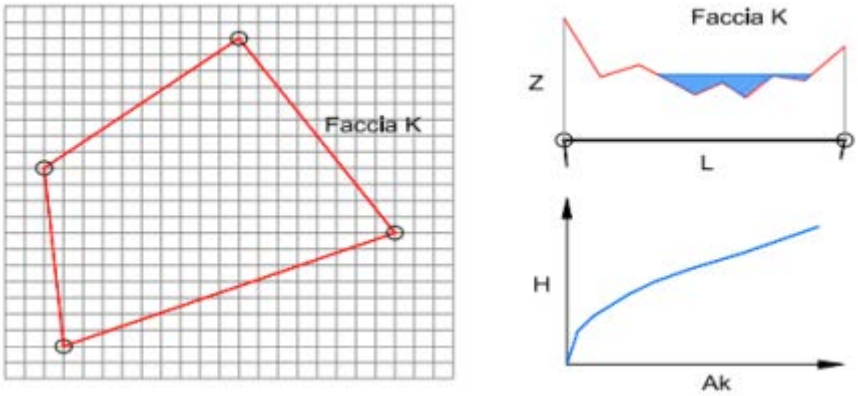


Figura 7.3 in grigio il dato della griglia DTM, in rosso la cella di calcolo del modello idraulico. A destra la schematizzazione effettuata da Ras sulle facce del bordo della cella.

7.3 Caratteristiche geometriche del modello

Le caratteristiche topografiche della rete di calcolo 2D sono state ottenute dall'analisi del modello digitale del terreno (DTM) con una risoluzione di griglia di 2mx2m. Questa analisi ha garantito la coerenza tra il rilievo realizzato al mese di aprile del 2024 e il DTM stesso.

La rete bidimensionale copre l'intera area palustre, è stata definita utilizzando le opzioni di discretizzazione automatica del software RAS (River Analysis System). Inoltre, sono state integrate linee di discontinuità e aree di maggiore densità di nodi della griglia per rappresentare

correttamente i canali della zona palustre (rappresentate in blu).

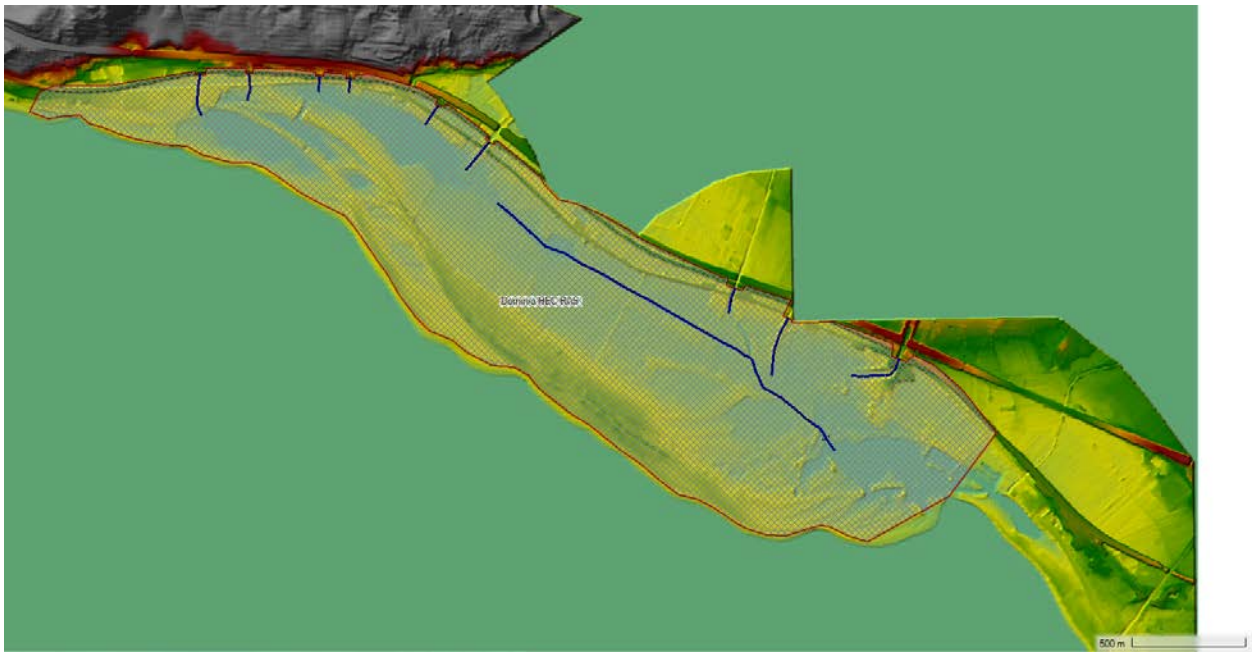


Figura 7.4 Rete di calcolo in ambiente Ras Mapper (HEC RAS)

7.4 Parametri di scabrezza

La rugosità di Manning "n" rappresenta un parametro di importanza cruciale nell'analisi idraulica condotta in questo studio. Tale coefficiente gioca un ruolo determinante nel definire la resistenza al flusso idraulico sia all'interno di canali che su superfici idrauliche, con notevoli implicazioni sulla velocità e la distribuzione delle correnti. HEC-RAS 2D sfrutta dati relativi alla rugosità di Manning per eseguire dettagliati calcoli sul comportamento del flusso d'acqua su terreni tridimensionali. La corretta definizione della rugosità di Manning costituisce un prerequisito fondamentale per ottenere simulazioni idrauliche di elevata precisione. Pertanto, è stato sviluppato un dominio di scabrezza mediante l'utilizzo di un file .shp all'interno dell'ambiente GIS. Questo dominio integra la superficie LIDAR a maglia 2x2m e la Carta dell'Uso del Suolo, assegnando specifici valori di Manning a ciascuna tipologia di copertura terrestre presente, al fine di ottimizzare la modellazione idraulica.

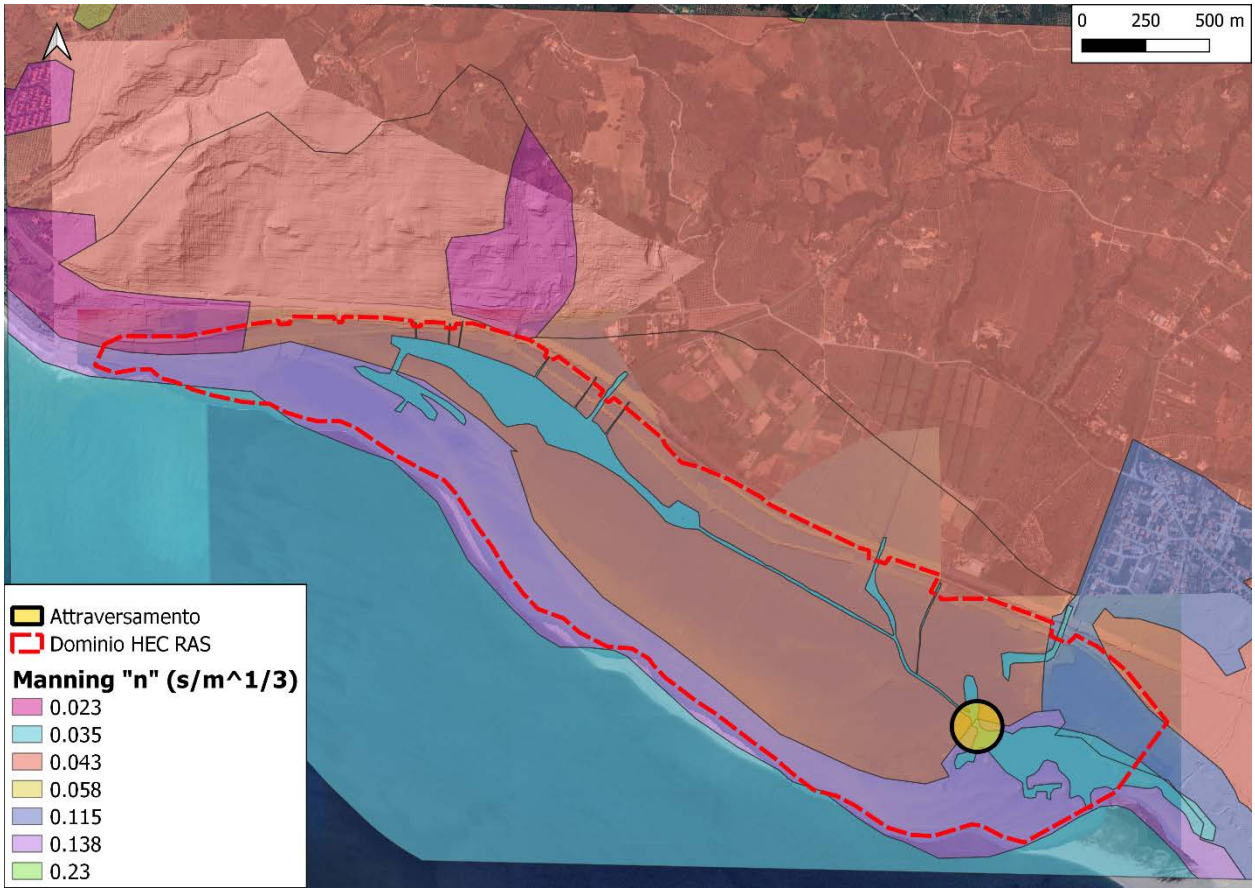


Figura 7.5 Mappa della scabrezza di Manning "n".

Il coefficiente di scabrezza delle celle bidimensionali è stato assegnato a partire dall'uso del suolo derivato dal progetto Corine Land Cover, secondo la seguente tabella di corrispondenza (*ripresa da R. Pestana et al., 2013, Calibration of 2d hydraulic inundation models in the floodplain region of the lower Tagus river, ESA Living Planet Symposium 2013*).

Code	Designation	n	Code	Designation	n
111	Continuos urban fabric	0.230	242	Complex cultivation patterns	0.023
112	Discontinuous urban fabric	0.115	243	Agriculture, w/significant natural vegetation	0.058
121	Industrial or commercial units	0.230	244	Agro-forestry areas	0.058
122	Roads and rail networks and associated land	0.038	311	Broad-leaved forest	0.230
124	Airports	0.230	312	Coniferous forest	0.127
131	Mineral extraction sites	0.104	313	Mixed forest	0.230
132	Dump sites	0.115	321	Natural grasslands	0.039
133	Construction sites	0.115	322	Moors and heathland	0.058
142	Sport and leisure facilities	0.023	323	Sclerophyllous vegetation	0.058
211	Non-irrigated arable land	0.043	324	Transitional woodland-shrub	0.058
212	Permanently irrigated land	0.043	331	Beaches, dunes, sands	0.138
213	Rice fields	0.023	332	Bare rocks	0.104
221	Vineyards	0.043	333	Sparsely vegetated areas	0.104
222	Fruit trees and berry plantations	0.043	334	Burnt areas	0.104
223	Olive groves	0.043	411	Inland marshes	0.115
231	Pastures	0.298	511	Water courses	0.035
241	Annual crops associated w/permanent crops	0.043	512	Water bodies	0.035

Tabella 7.1 Tabella dei valori del coefficiente di scabrezza sulle aree 2D (Pestana et al. 2013)

7.5 Condizione al contorno

Nella condizione al contorno di monte, denominata come condizione al contorno (Boundary Condition BC) ingresso, è stato imposto l'**idrogramma di piena** con **tempo di ritorno pari a 200 anni** desunto dell'analisi idrologica, posizionato al punto di chiusura di ciascun bacino. Si richiama la Figura 6.3.

Sulla **condizione al contorno di uscita** (BC uscita), lungo la linea di costa a vantaggio di sicurezza è stato imposto un livello di marea costante, pari a **0.5 m s.l.m.** considerando condizioni avverse di mareggiata.

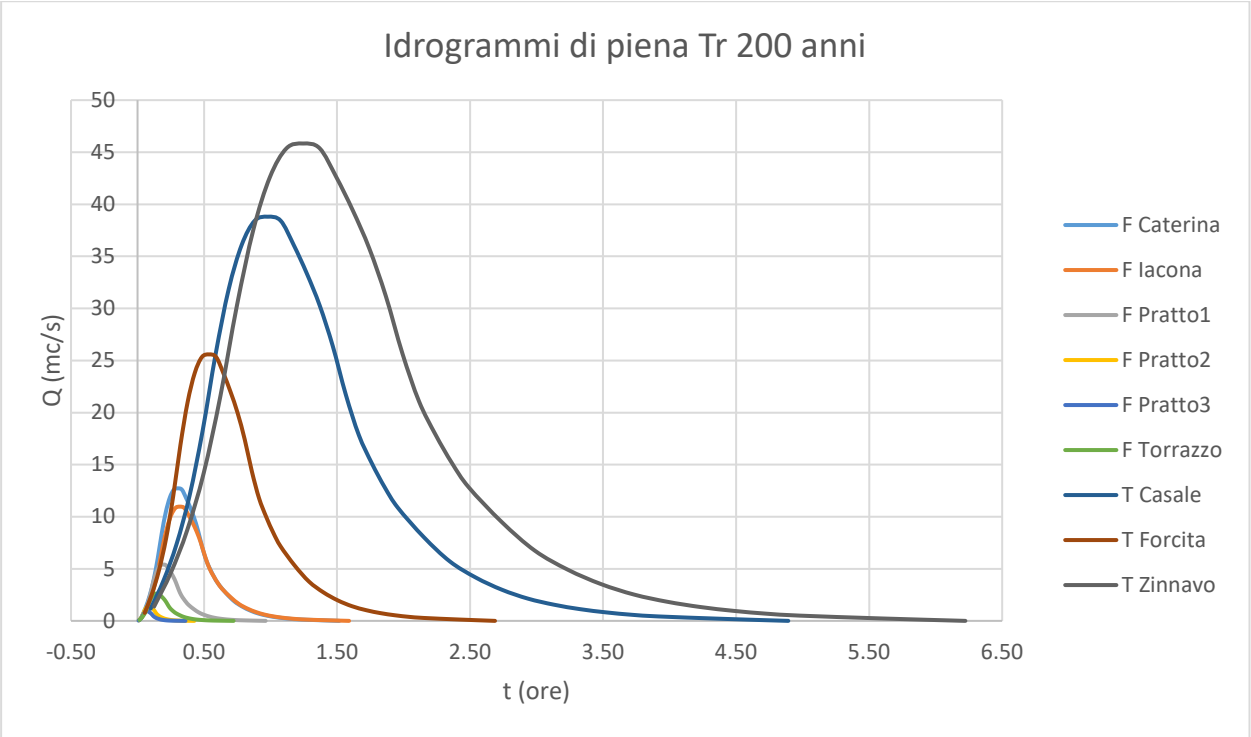


Figura 6.3 Idrogramma di piena (mc/s) a Tr 200 anni

L'apporto idrico di ciascun bacino si immette nei tombini che attraversano la strada e raggiungono la zona palustre in studio. Tuttavia, nel presente studio non sono disponibili informazioni geometriche dettagliate dei manufatti di attraversamento. Per risolvere questo problema, si utilizza il tool di modifica del terreno direttamente da Ras Mapper. Questo strumento permette di alterare il modello digitale del terreno per creare un canale aperto all'ingresso di ciascun bacino, assicurando un corretto flusso idrico verso la zona in studio.

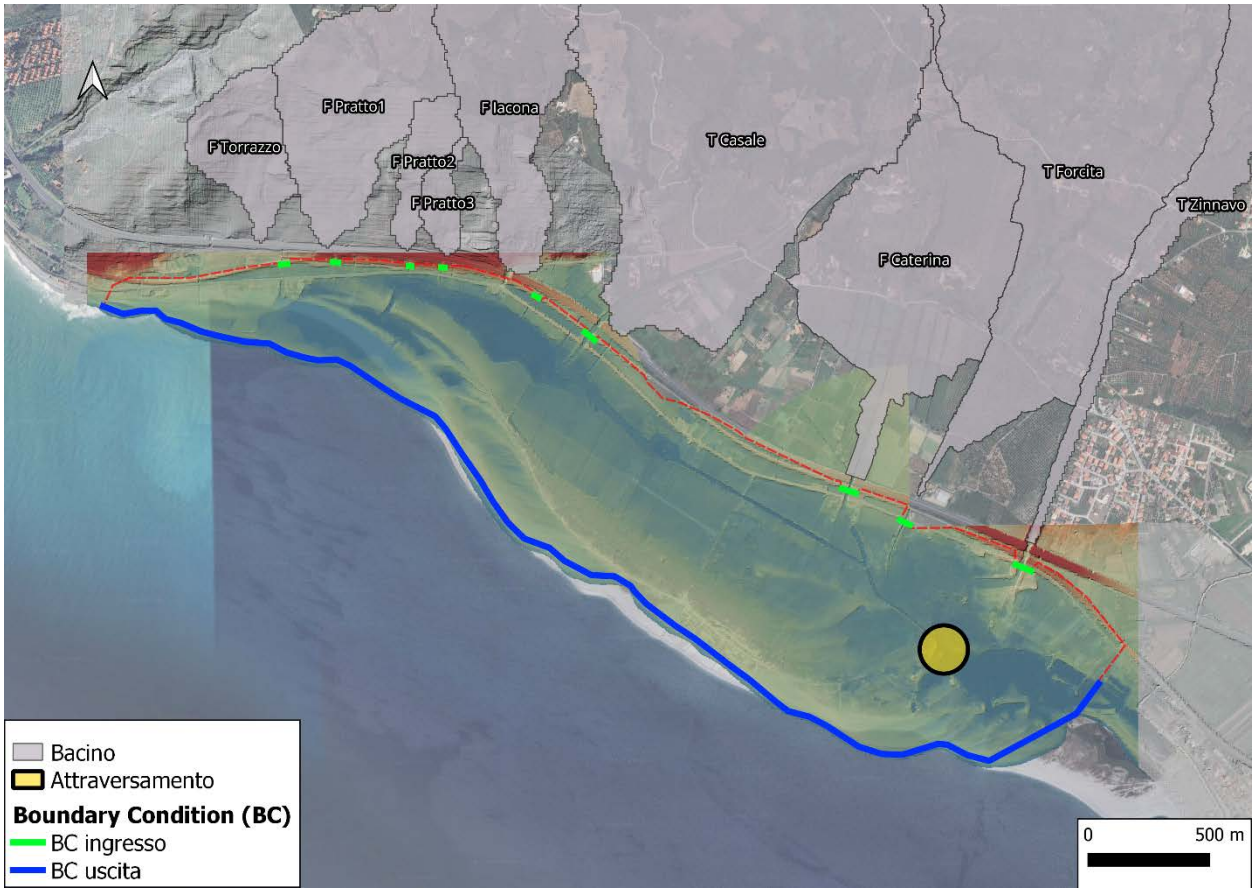


Figura 7.6 Condizione al contorno (Boundary Condition BC) in ingresso (verde) ed uscita (blue) del dominio di calcolo bidimensionale in HEC RAS.

7.6 Simulazione dello stato di fatto

L'assetto della zona in studio è caratterizzato dall'assenza delle infrastrutture di progetto, e dunque viene considerata la morfologia attuale della zona di intervento.

Dopo aver raccolto e definito con precisione tutti i dati di input necessari, è stata condotta un'analisi idraulica bidimensionale a moto vario per il periodo di ritorno di 200 anni. La Figura 7.7 rappresenta le zone di esondazione per questo scenario, evidenziando in dettaglio il massimo livello idrico raggiunto durante l'evento di piena.

La Figura 7.8 illustra chiaramente la distribuzione spaziale delle velocità del flusso idraulico, espressa in m/s, mostrando una predominanza di velocità relativamente basse nella zona di studio.

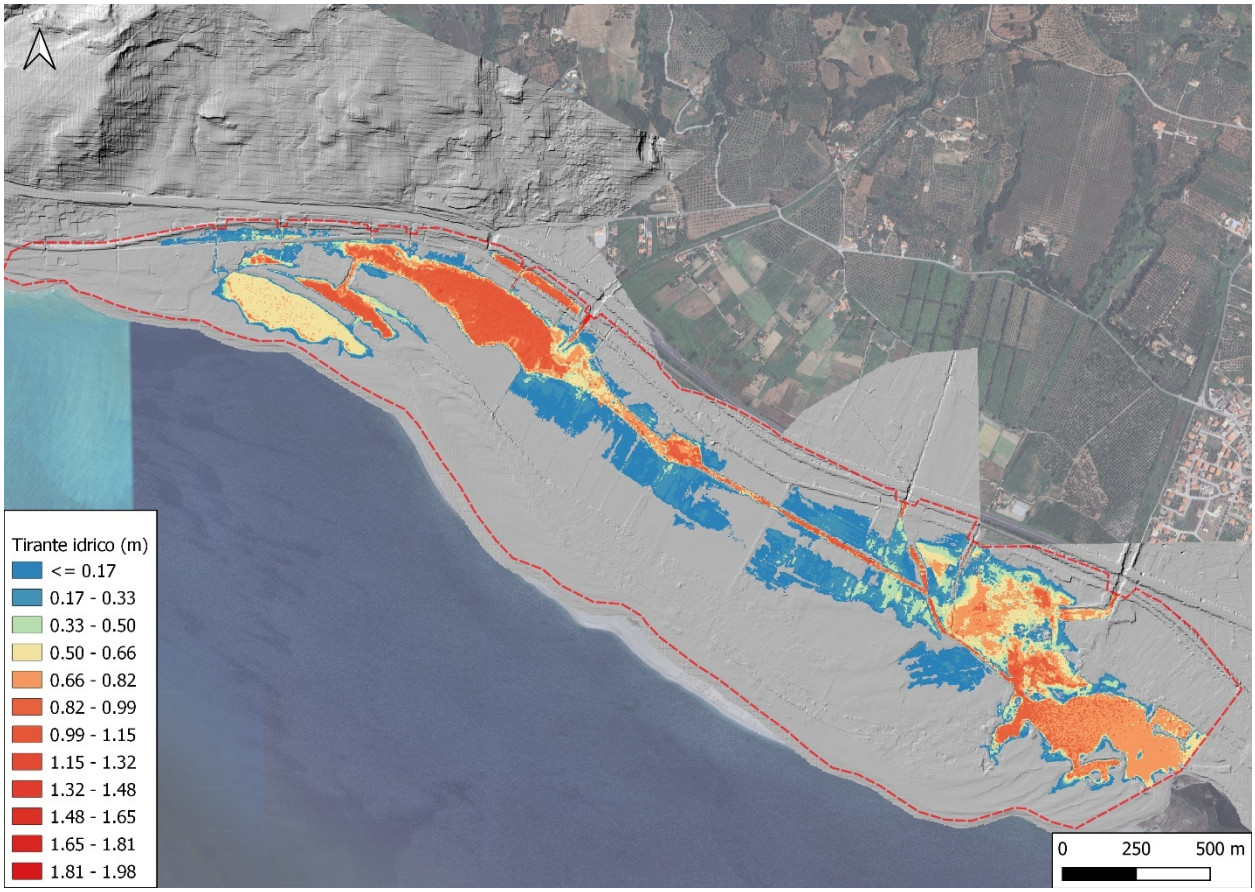


Figura 7.7 Tirante idrico in metri dello stato di fatto con un tempo di ritorno pari a 200 anni.

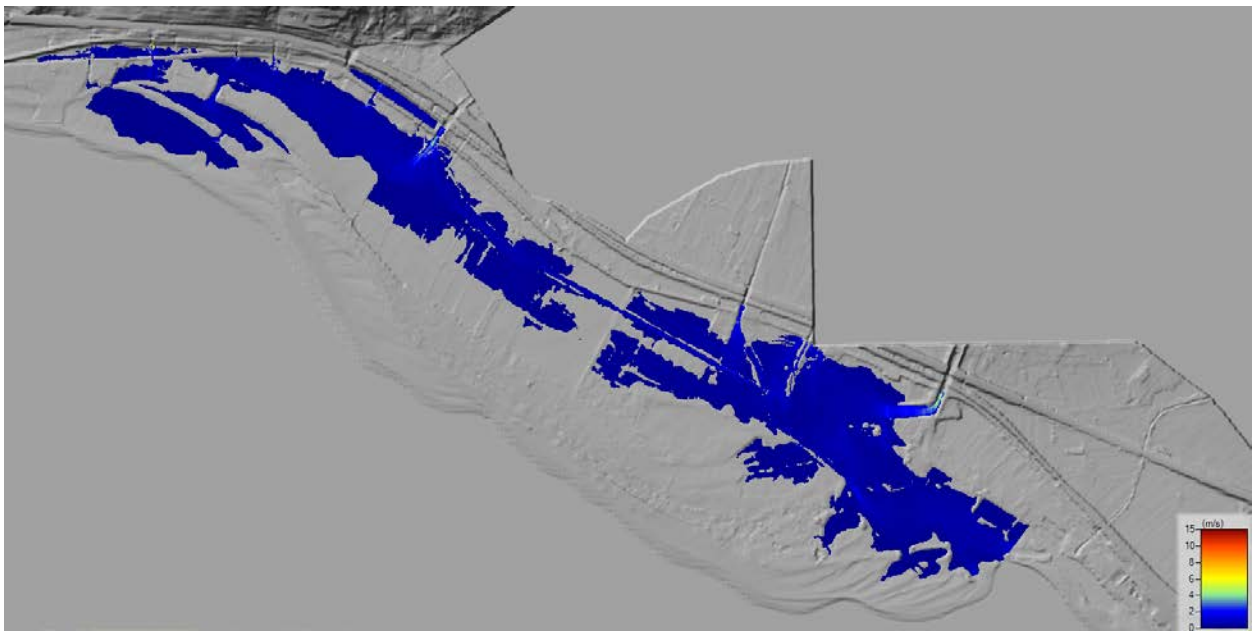


Figura 7.8 Massima velocità (m/s) del flusso sulla zona di studio SF.

Sullo stato di fatto viene tracciata una sezione in corrispondenza dell'attraversamento e le rampe in progetto come evidenziato sulla figura in seguito.

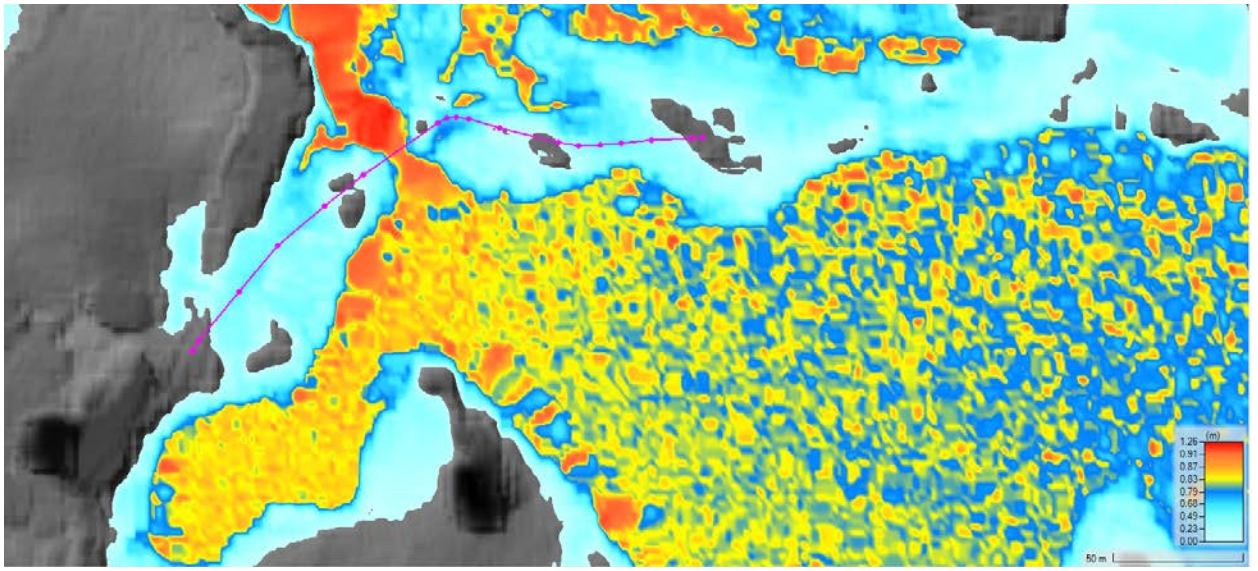


Figura 7.9 Inquadramento planiometrico sezione in corrispondenza delle opere in progetto. Stato di fatto

La figura in seguito mostra il risultato della simulazione bidimensionale in sezione suddetta con tempo di ritorno pari a 200 anni. La sezione è caratterizzata per la assenza delle opere di progetto e dunque fa riferimento allo stato di fatto. In rosso viene evidenziato il piano campagna e con la linea in blu si rappresenta il livello idrico in metri.

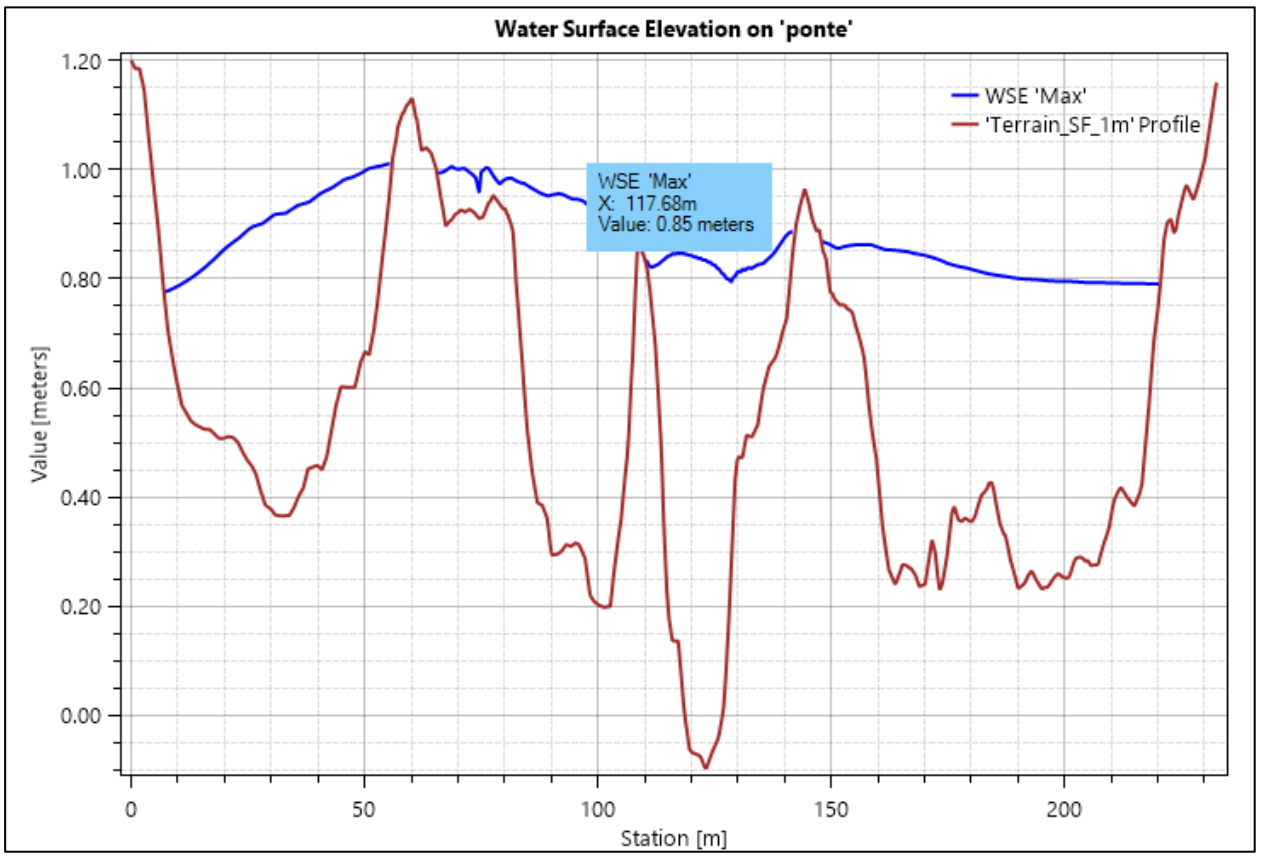


Figura 7.10 Sezione in corrispondenza delle opere in progetto. Stato di fatto

7.7 Simulazione dello stato di progetto

Lo scenario dello stato di progetto (SP) prevede la realizzazione dell'attraversamento in prossimità della progressiva kilometrica 2+600 del tracciato della pista ciclabile.

La struttura portante dell'impalcato sarà realizzata con travi e traversi in legno lamellare GL28h, poggianti su appoggi in neoprene. Le spalle dell'attraversamento saranno poggianti su una fondazione a platea su pali. Le opere geotecniche (platea, pali, spalle, muri andatori) saranno realizzate in c.a. con calcestruzzo di classe C32/40 e acciaio B450C. L'estradosso dell'attraversamento raggiunge una quota di +4.82 m.s.l.m., mentre l'intradosso si trova a una quota di +2.4 m.s.l.m.

Affianco a ciascuna spalla dell'attraversamento vengono costruite delle rampe d'accesso poggiante su strutture tipo gabbione.

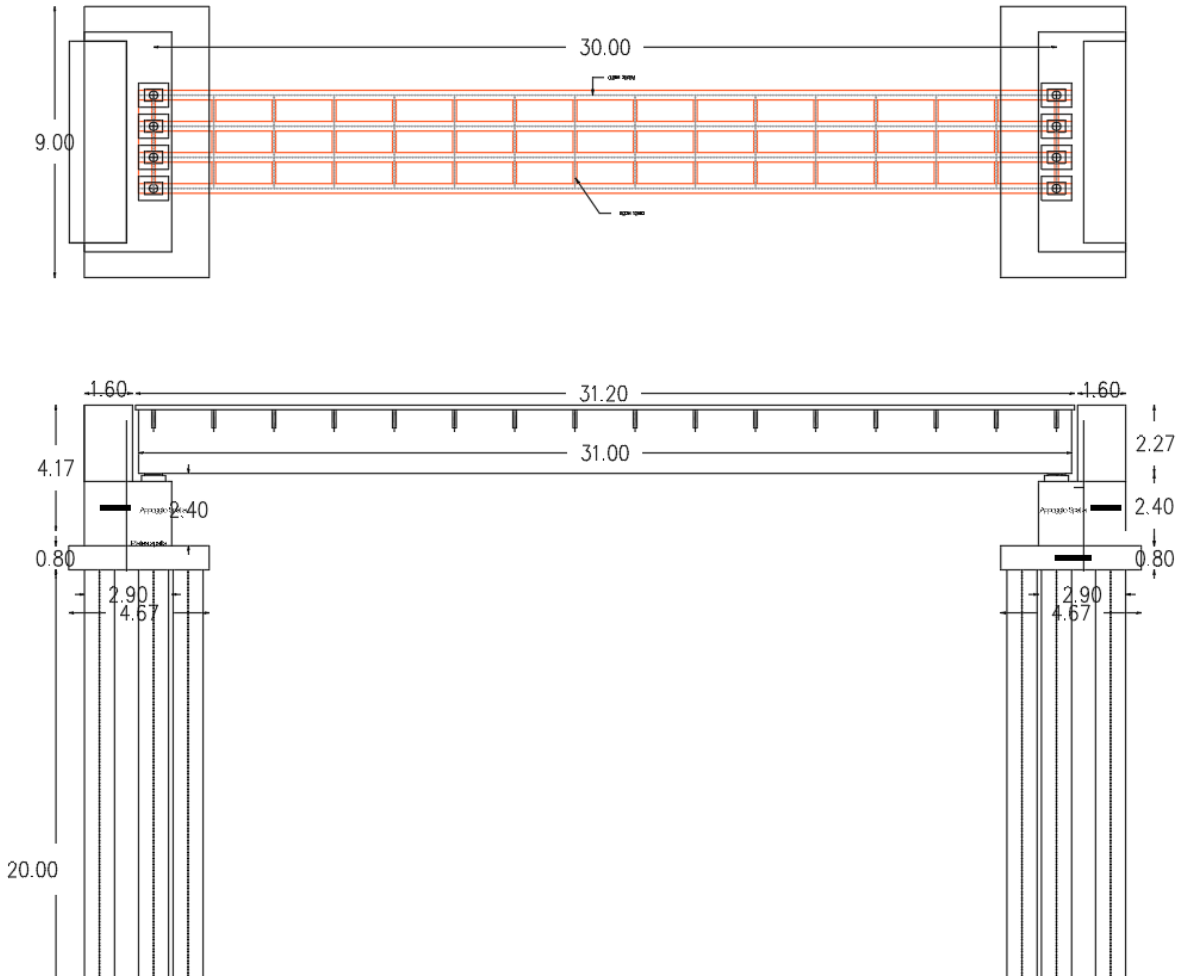


Figura 7.11 Vista pianta e vista sezione dell'attraversamento in progetto

Con l'utilizzo delle funzioni di modifica del Ras Mapper, sono state posizionate le spalle del ponte a un'altezza massima di 2.4 metri, considerata come quota dell'intradosso dell'attraversamento. Le rampe, invece, sono state configurate partendo da ciascuna spalla a una quota di 4.82 metri sul livello del mare (quota dell'estradosso dell'attraversamento), con una pendenza di circa il 5%. Queste rampe proseguono fino a raggiungere il piano campagna.

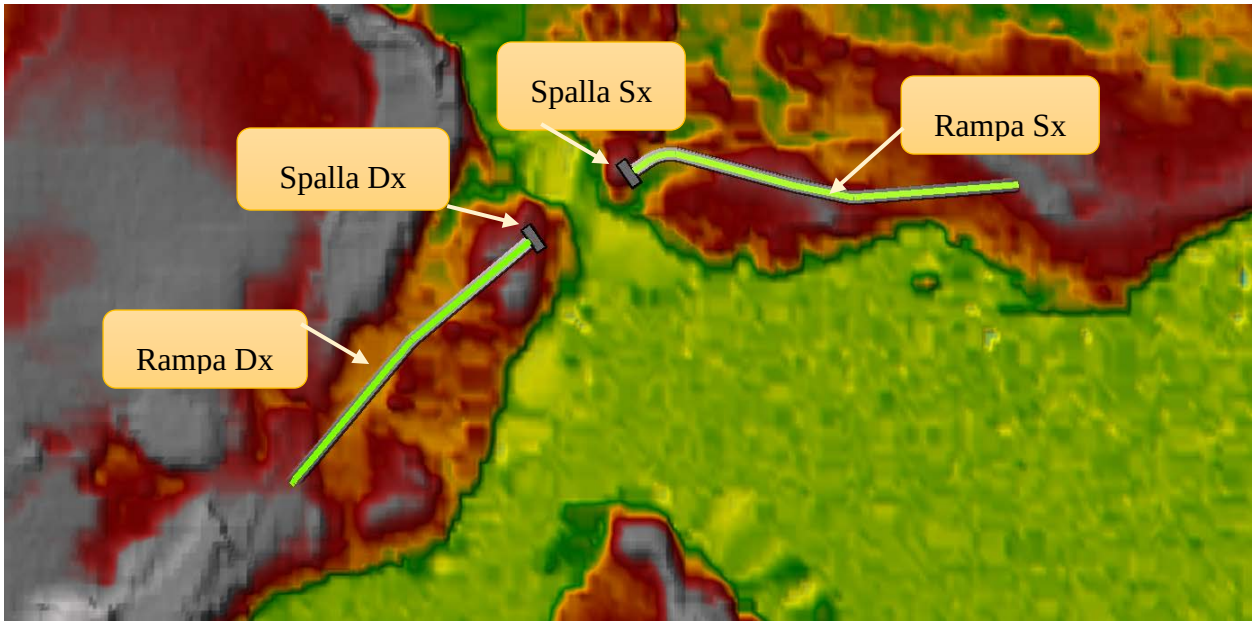


Figura 7.12 Inquadramento planimetrico delle spalle e rampe dell'attraversamento in progetto

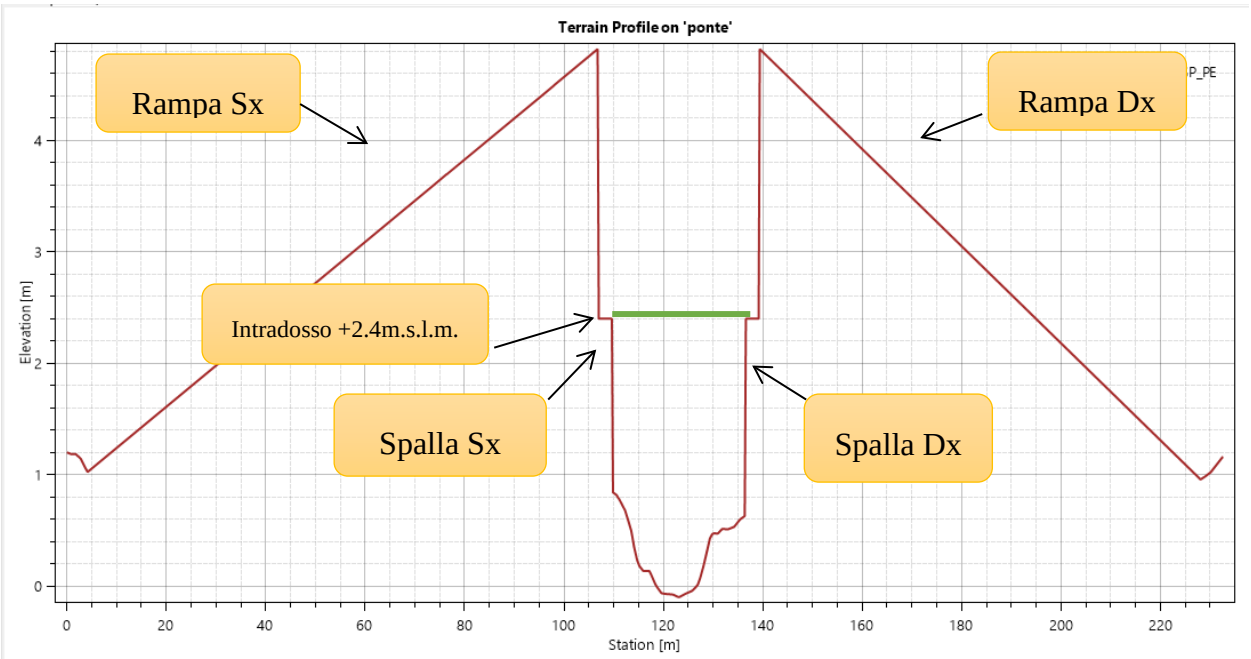


Figura 7.13 Attraversamento in progetto in sezione

La figura 7.14 rappresenta le zone di esondazione per lo stato di progetto (SP), evidenziando in dettaglio il massimo livello idrico raggiunto durante l'evento di piena duecentennale. Successivamente la figura 7.15 rappresenta la distribuzione della velocità nel dominio di studio.

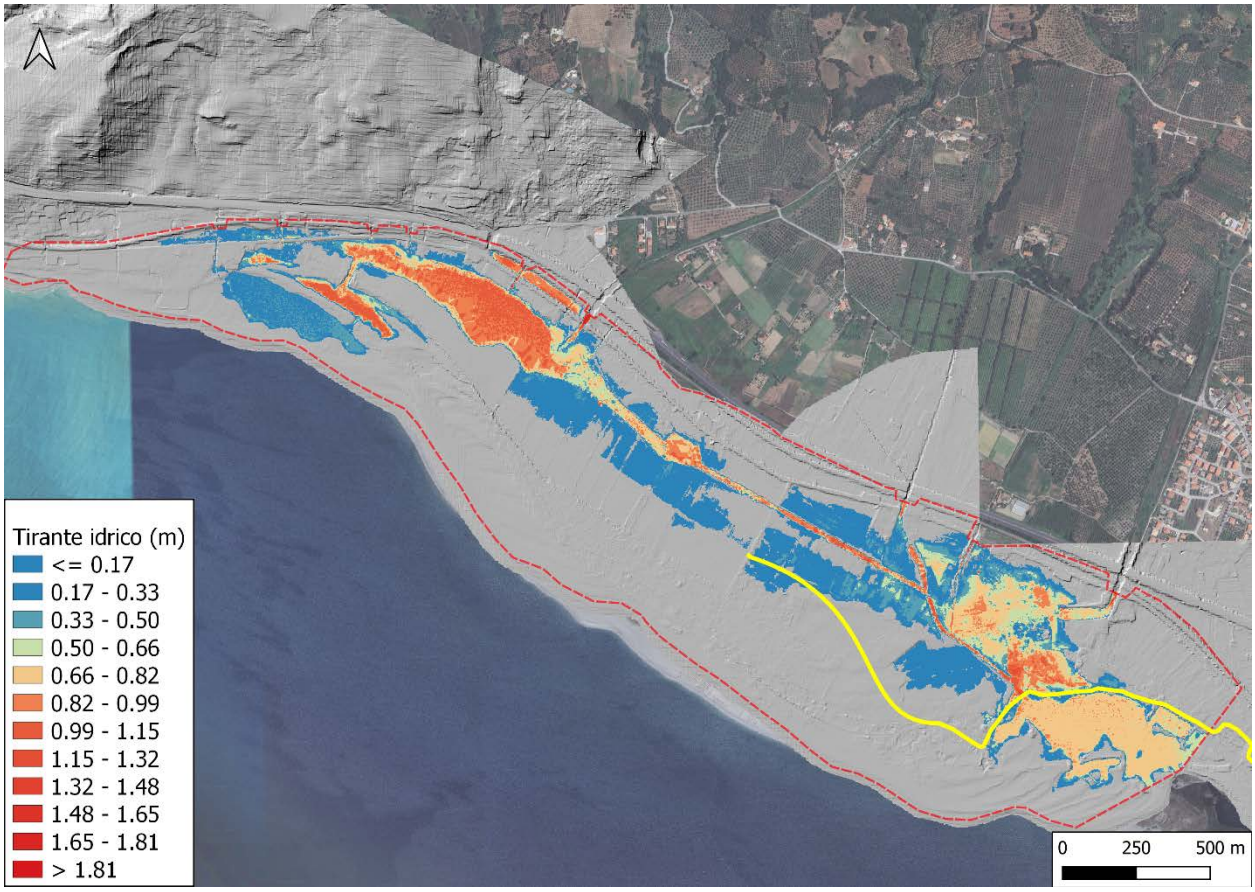


Figura 7.14 Tirante idrico in metri dello stato di progetto con un tempo di ritorno pari a 200 anni. Tracciato della pista ciclabile in giallo.

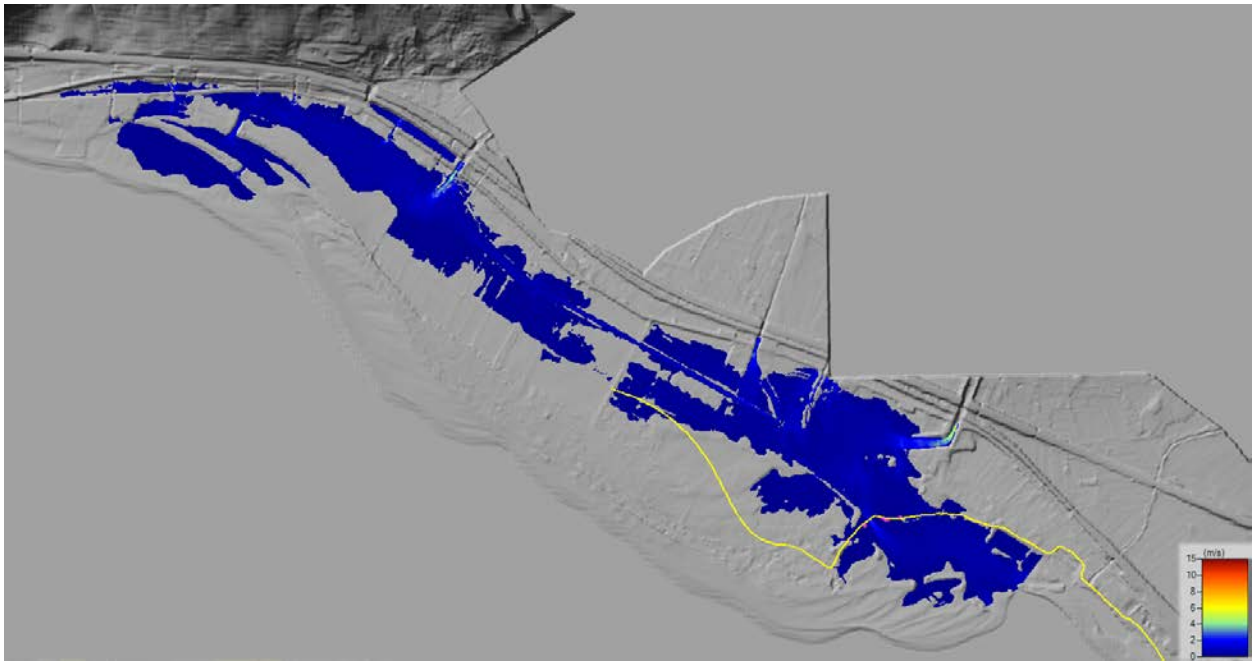


Figura 7.15 Massima velocità (m/s) del flusso sulla zona di studio SP.

In seguito, viene evidenziato il franco idraulico in corrispondenza dell'attraversamento in progetto considerando la geometria delle rampe e le spalle del ponte. Il franco idraulico risulta pari a 1.55 metri, che risulta conforme alla normativa vigente, la quale consiglia un franco idraulico di almeno 1.5 metro. Questa conformità garantisce la sicurezza idraulica dell'opera rispetto ai livelli di piena previsti.

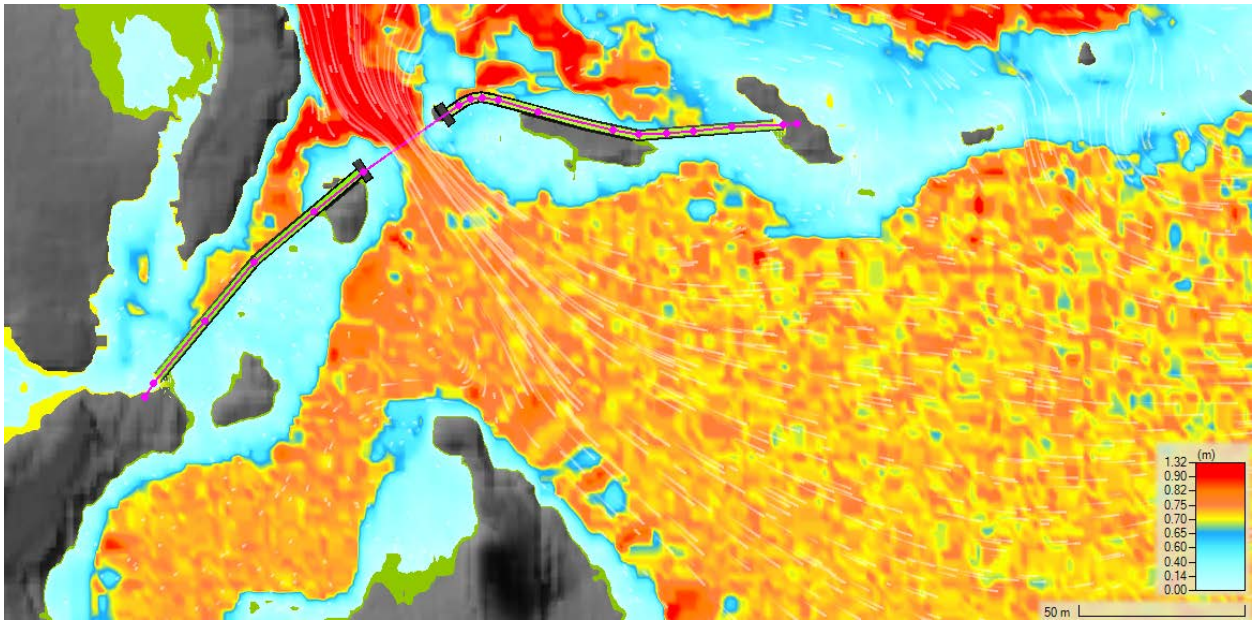


Figura 7.16 inquadramento planimetrico dell'opera di attraversamento con il tirante idraulico a Tr 200 anni.

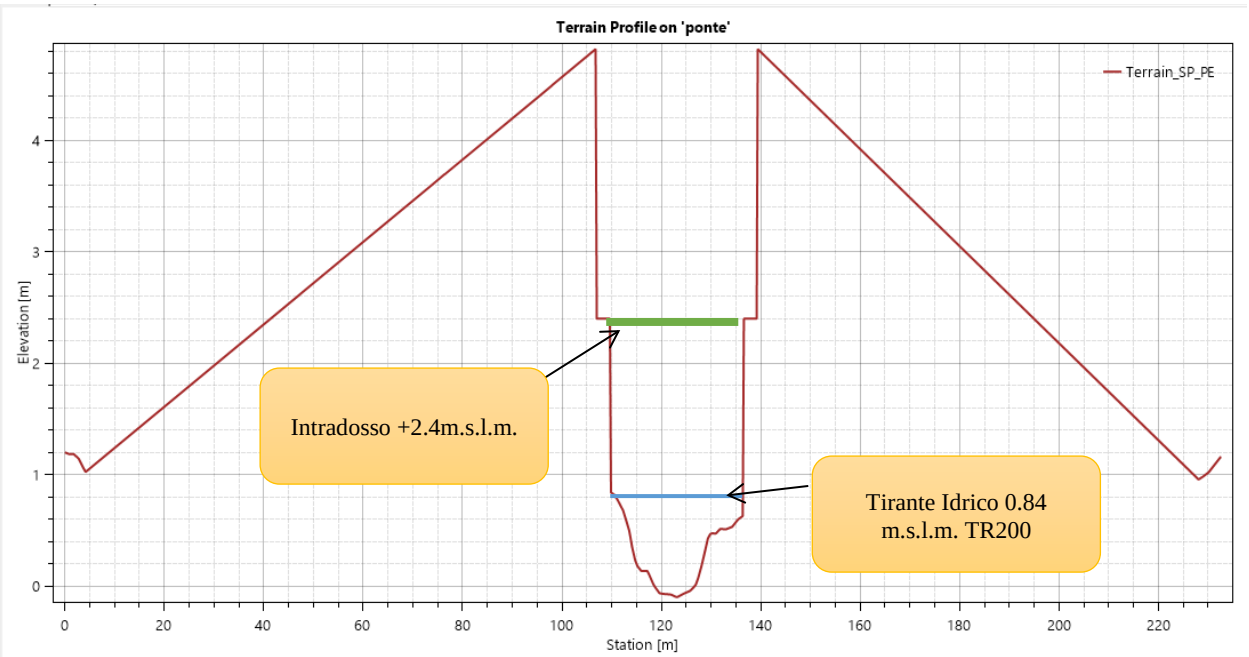


Figura 7.17 Franco Idraulico dell'opera d'attraversamento in sezione.

Compatibilità Idraulica: Le simulazioni idrauliche, condotte con modelli bidimensionali (HEC-RAS), hanno verificato il comportamento delle acque per eventi di piena con tempi di ritorno fino a 200 anni. I risultati dimostrano che l'intervento rispetta i requisiti normativi in materia di compatibilità idraulica, senza alterare significativamente il regime idraulico locale né incrementare le aree allagate. Il franco idraulico delle opere è conforme alle normative vigenti, garantendo un margine di sicurezza sufficiente.

È stato effettuato un confronto tra la situazione ante e post operam, sovrapponendo l'estensione delle aree allagate nello stato di fatto (SF) e nello stato di progetto (SP). Tale confronto ha evidenziato che le opere previste hanno un basso impatto sul comportamento del flusso nella zona di studio. Le modifiche apportate non alterano significativamente le dinamiche idrauliche esistenti, garantendo che l'intervento sia compatibile con le condizioni idrologiche e ambientali dell'area.

In particolare sulla tabella in seguito viene rappresentato l'aumento di area allagata dallo SF allo SP, con un aumento di area di 1.4%.

Area allagata				
Stato di fatto (SF)	932338.094	mq	100.0	%
Stato di progetto (SP)	945453.036	mq	101.4	%
Differenza (SP-SF)	13114.942	mq	1.4	%

Tabella 7.2 Calcolo della differenza di area allagata tra stato di fatto e stato di progetto.

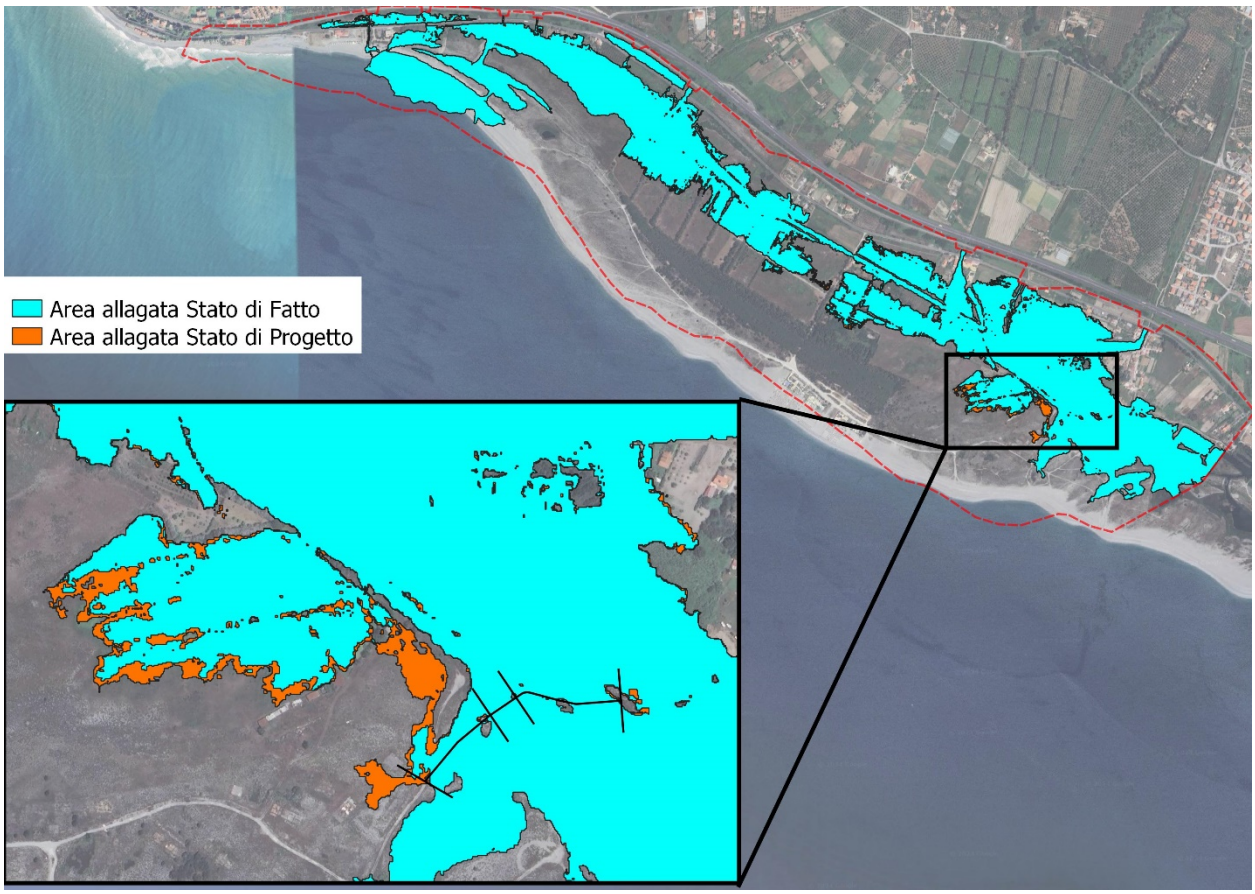


Figura 7.18 Sovrapposizione ante e post operam delle aree allagate con Tr 200 anni

8 PROGETTAZIONE DELLA RETE DI RACCOLTA DELLE ACQUE METEORICHE STAZIONE ECOLOGICA E PARCHEGGIO

Nel progetto della stazione ecologica e del parcheggio, è prevista l'installazione di una rete di raccolta delle acque meteoriche per ciascuna area. A valle di ogni rete, verrà implementato un impianto di trattamento di prima pioggia per garantire il corretto smaltimento delle acque.

Il sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche si articola come segue:

Sistema di drenaggio

Sagomatura dei piazzali:

- Piazzali con pendenze trasversali tra 0.5% e 1% per convogliare l'acqua verso le caditoie e canalette grigliate.

Impianto di raccolta:

- Tubazioni in PVC, conformi alla Norma UNI EN 13476, con diametri tra 315 e 400 mm.
- Pozzetti e caditoie in ghisa sferoidale, conformi alla Norma UNI EN 124 di classe D400.
- Canalette in calcestruzzo armato con griglie di classe D400.
- Collettori secondari in PVC con DN 125 mm che collega l'impianto di prima pioggia con la rete principale di raccolta in progetto.

Trattamento delle acque:

Impianto di prima pioggia: Posizionato al termine della rete di raccolta, dimensionato secondo la Legge della Regione Lombardia del 27 maggio 1985. Le acque di prima pioggia saranno trattate prima di essere scaricate sulla rete comunale.

Componenti dell'impianto di prima pioggia: Comprende per ciascuna area di scolo una vasca di accumulo da 18.000 litri per la stazione ecologica e da 8.000 litri per il parcheggio, un deoliatore con filtro a coalescenza, un pozzetto per prelievi fiscali, una elettropompa sommersa all'interno della vasca di accumulo e una valvola antireflusso.

Pozzetto scolmatore: Posizionato a monte della vasca di accumulo, separa le acque di prima pioggia da quelle di seconda pioggia.

Scarico delle acque: Le acque meteoriche trattate seguiranno un percorso differenziato a seconda del tipo di pioggia.

- **Acque di prima pioggia**: Queste acque, che sono le prime a cadere e tipicamente contengono una maggiore quantità di inquinanti, saranno convogliate attraverso l'impianto di trattamento e successivamente scaricate nella rete fognaria comunale, garantendo il rispetto delle normative ambientali.
- **Acque di seconda pioggia**: Dopo il trattamento delle acque di prima pioggia, le acque successive, meno contaminate, saranno direttamente deviate dal pozzetto scolmatore e immesse nella rete fognaria senza ulteriori trattamenti, in quanto ritenute più pulite.

Questo intervento garantisce la gestione efficiente delle acque meteoriche, prevenendo ristagni e allagamenti, per approfondimenti si rimanda agli elaborati specialistici.

9 INDIVIDUAZIONE DELLE AREE DI SCOLO

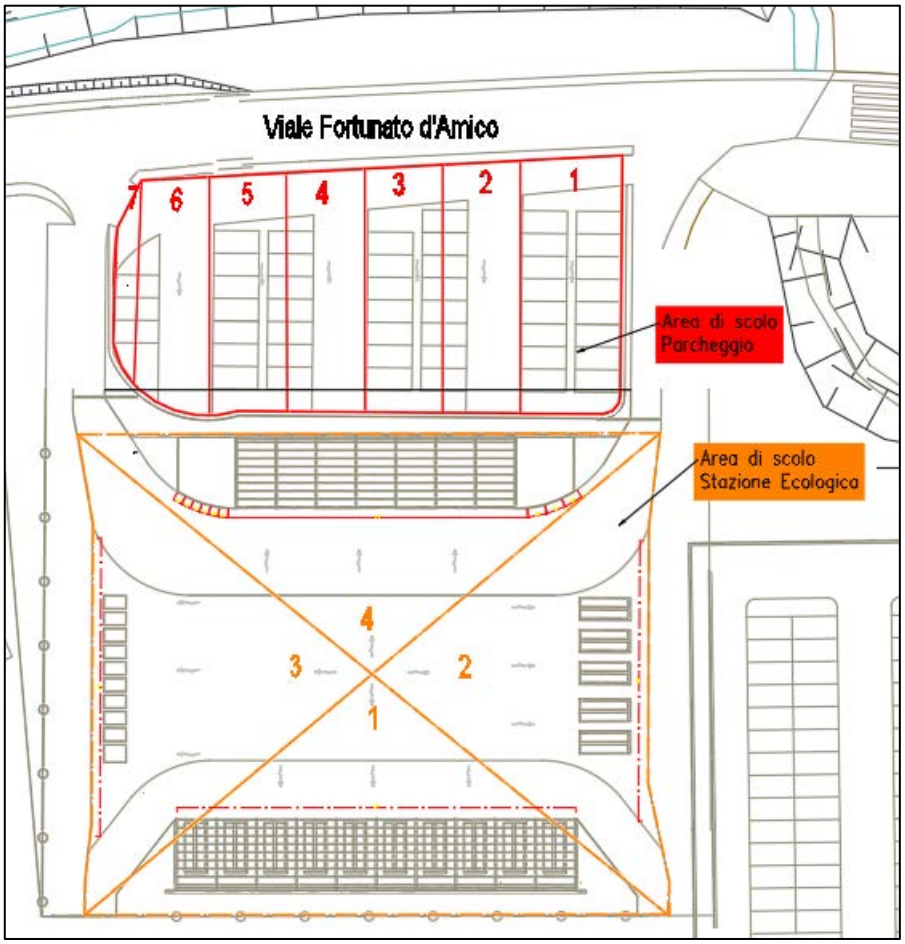
Lo stato di fatto comprende un'area di intervento di circa 5600 mq, evidenziata in rosso sull'ortofoto riportata di seguito. Attualmente, l'area ospita un fabbricato da demolire e, per la

maggior parte, una superficie a copertura vegetale di tipo prato.

Figura 9.1 Zona di intervento (rosso) su ortofoto

Considerando l'intera area come un sottobacino e assumendo un coefficiente di deflusso di 0,5, è possibile, mediante il metodo razionale, stimare che la portata generata dall'area nello stato attuale, per un tempo di ritorno di 25 anni, sia pari a **110 l/s.**

Il dimensionamento del sistema di drenaggio è stato effettuato dopo aver definito le zone di drenaggio che influiscono su ogni elemento. Il drenaggio e lo smaltimento delle acque meteoriche vengono garantiti attraverso una sagomatura adeguata dei piazzali. Questi piazzali sono dotati di pendenze trasversali variabili tra 0.5% e l'1.0%, che ruscellano le acque verso le caditoie e le canalette. Il sistema assicura che le acque piovane vengano raccolte e smaltite in modo efficiente, prevenendo ristagni e allagamenti.



9.1 Aree di scolo per ciascun'area, in rosso l'area di scolo del parcheggio e in arancione l'area di scolo della stazione ecologica.

Parcheggio		Stazione Ecologica	
ID area di scolo	Area (mq)	ID area di scolo	Area (mq)
1	314	1	855
2	237	2	794
3	233	3	801
4	230	4	855
5	224		
6	200		
7	45		

Tabella 9.1 Area di scolo in metri quadrati.

10 DIMENSIONAMENTI IDRAULICI

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche delle opere idrauliche in progetto, al fine di valutarne il corretto funzionamento.

10.1 Dimensionamento Canalette In Cls Stazione Ecologica

La portata di dimensionamento delle canalette è stata stimata mediante la formula razionale.

$$Q = \frac{\emptyset * i_{t_c} * A}{3.6}$$

Dove:

Q è la portata al colmo di piena (mc/s), Ø è il coefficiente di deflusso (adimensionale); i_{tc} è l'intensità di pioggia correlata a un determinato tempo di corrivazione (mm/h); A è l'area scolante (kmq).

Si definisce come "A" la superficie scolante in funzione dell'area a monte del manufatto. Il coefficiente di deflusso Ø viene assunto pari a 0.9 per le superficie pavimentate. L'intensità di pioggia viene calcolata considerando un tempo di ritorno di 25 anni e il tempo di corrivazione tc pari a 10 minuti. La lunghezza di drenaggio è pari allo sviluppo di ciascuna canaletta.

Tempo di ritorno (Tr)	25 anni
a	47.37
n	0.39
Φ	0.9
tc (ore)	0.167
i (mm/h)	141.30

Tabella 10.1 Parametri per il calcolo della portata di dimensionamento.

Il dimensionamento è stato verificato attraverso metodologia di moto uniforme, mediante la formula di Gauckler- Strickler per una sezione rettangolare.

$$Q = K * A * i^{0.5} * R^{\frac{2}{3}}$$

Dove:

K è un coefficiente di liscezza, assunto pari a 65 ($m^{1/3}/s$); *A* è l'area della sezione idraulica (mq); *i* è la pendenza del canale (m/m); R è il raggio idraulico (m).

La verifica è soddisfatta quando la portata di dimensionamento calcolata con il metodo razionale è pari alla portata determinata in sezione finale tramite Gauckler – Strickler con grado di riempimento inferiore all'75%.

La geometria adottata per le canalette viene rappresentata nella figura seguente. Dove: *H* è la altezza massima; *a* è la larghezza massima; *h* è la altezza del tirante idrico.

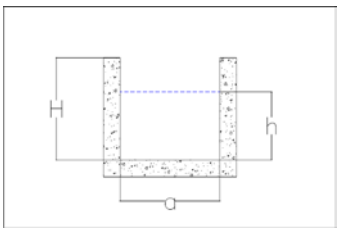
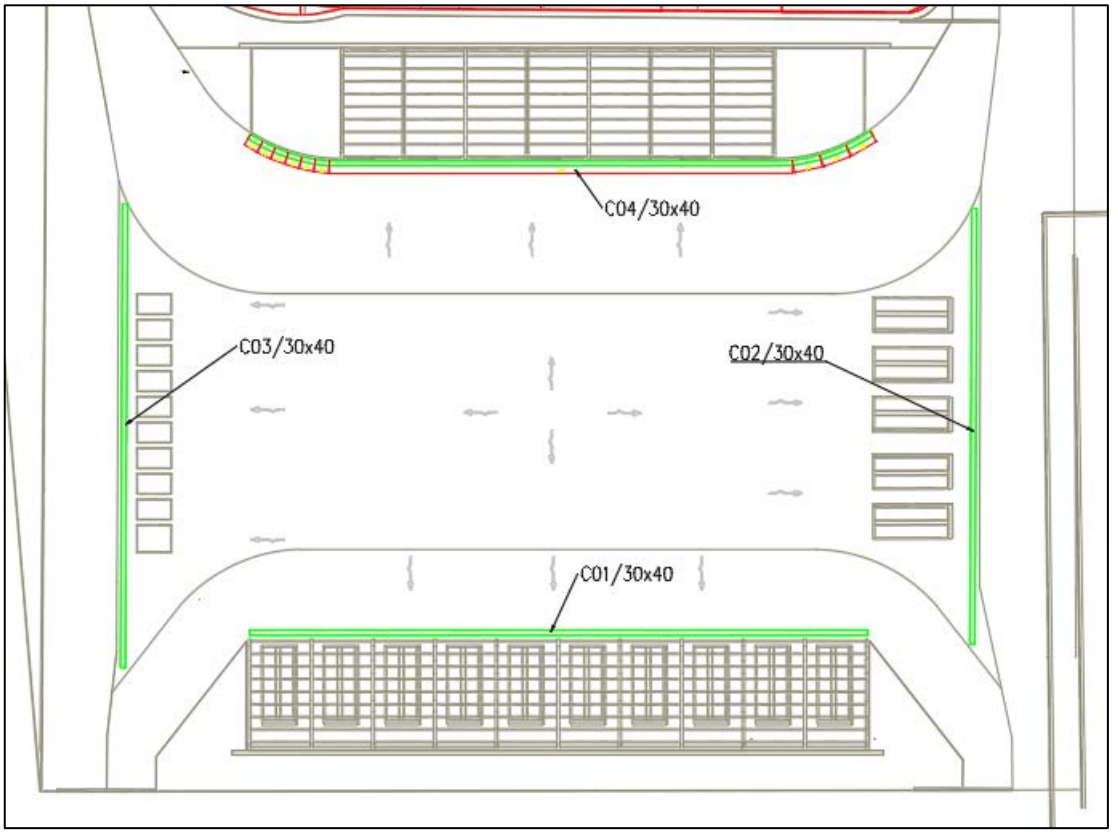


Figura 10.1 Geometria canaletta rettangolare in cls

Le canalette si sviluppano lungo i fianchi della stazione ecologica, e vengono identificate con la

nomenclatura descritta sulla immagine in seguito.



10.1 Posizionamento delle canalette sulla stazione ecologica (canalette identificate con colore verde)

10.1.1 Calcolo portata in ingresso

Sulla tabella, in seguito, viene descritto il codice dell'elemento, l'area di scolo di influenza, l'area di scolo effettivo in metri quadrati, il coefficiente di deflusso, la intensità di pioggia (i), la lunghezza di drenaggio in metri, la portata in ingresso in mc/s con il metodo razionale.

Canaletta	Area Scolante	Area (mq)	φ	i (mm/h)	Lunghezza interna (m)	Q ingr (mc/s)
C01/30x40	1	855.41	0.90	141.30	44	0.030
C02/30x40	2	793.88	0.90	141.30	31	0.028
C03/30x40	3	800.67	0.90	141.30	33	0.028
C04/30x40	4	854.6	0.90	141.30	45	0.030

Tabella 10.2 Calcolo della portata di progetto con il metodo razionale

10.1.2 Calcolo portata in sezione con Gauckler – Strickler e verifica del grado di riempimento

Sulla tabella in seguito viene descritto il codice dell'elemento, la pendenza "i" di fondo del canale, la larghezza massima del canale "a" in metri, la altezza massima "H" del canale in metri, la altezza massima del livello idrico "h" in metri, la area bagnata "A" in metri quadrati, il contorno bagnato "C" in metri, il raggio idraulico "R" in metri, il coefficiente di Strickler "Ks" in ((m^(1/3))/s) , la

portata in sezione Q_{G-S} con Gauckler-strickler in mc/s, il grado di riempimento h/H in percentuale, la velocità "V" del flusso in sezione in m/s.

Canaletta	Pendenza i (%)	Larghezza interna a (m)	Altezza interna H (m)	h (m)	A (mq)	C (m)	R (m)	Ks ((m^(1/3))/s)	Q G-S [mc/s]	Grado Riempimento (%)	Velocità (m/s)
C01/30x40	0.20%	0.3	0.4	0.18	0.05	0.67	0.08	65	0.030	45.68	0.55
C02/30x40	0.20%	0.3	0.4	0.17	0.05	0.65	0.08	65	0.028	43.14	0.54
C03/30x40	0.20%	0.3	0.4	0.17	0.05	0.65	0.08	65	0.028	43.42	0.54
C04/30x40	0.20%	0.3	0.4	0.18	0.05	0.67	0.08	65	0.030	45.65	0.55

Tabella 10.3 Verifica idraulica in moto uniforme (Gauckler – Strickler)

Dalle tabelle precedenti si evince che le verifiche idrauliche vengono soddisfate giacché in sezione finale di ciascun manufatto il grado di riempimento h/H è inferiore al 75%, e la velocità è superiore a 0.5 m/s e inferiore a 5m/s, come richiesto dalla normativa vigente.

10.2 Verifica Sistema Di Tubazione

Il sistema di captazione risulta essere costituito da: griglie puntuali classe D400 ubicate in sommità dei pozzetti prefabbricati in calcestruzzo armato, ai quali si raccordano i collettori in materiale PVC.

La valutazione della portata è stata condotta utilizzando il metodo razionale, il quale prende in considerazione l'area pavimentata delle superficie di scolo adiacente a ciascun manufatto.

L' approccio del metodo razionale si basa sull'utilizzo della curva di possibilità pluviometrica e sull'ipotesi che a parità di tempo di ritorno, la portata al colmo maggiore è prodotta dall'evento la cui durata è identica al tempo di corrivazione.

$$Q = \frac{\phi i_c A}{3.6}$$

in cui

- Q è la portata al colmo di piena che defluisce alla sezione di chiusura in corrispondenza di un evento di durata tc e tempo di ritorno Tr [m3/s].
- Φ è il coefficiente di deflusso, indicante il rapporto tra i deflussi e gli afflussi assunto pari a 0.9 [ad]
- i_c è l'intensità di pioggia di un evento avente durata d = tc [mm/ora], assunto pari a 15 min, considerando il complesso tempo di accesso in rete e il tempo di percorrenza in rete idraulica, (Valori CPP Tr25anni: a=47.37, n=0.39);
- A è la superficie di scolo, incidente su ciascun elemento di progetto [Kmq]

La portata che verrà utilizzata nel dimensionamento sarà quella relativa al tempo di ritorno di 25 anni. Il dimensionamento dei diametri è stato effettuato, mediante la formula di Gauckler-Strickler e adottando una scala di deflusso circolare.

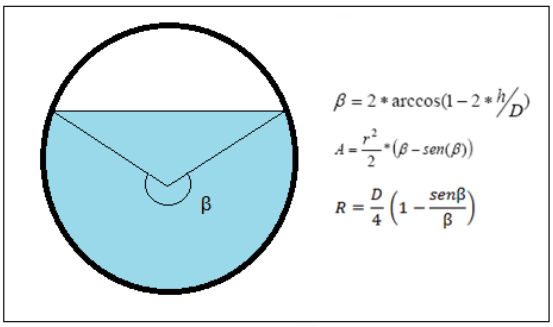


Figura 10.2 Geometria di una sezione trasversale di un elemento cilindrico

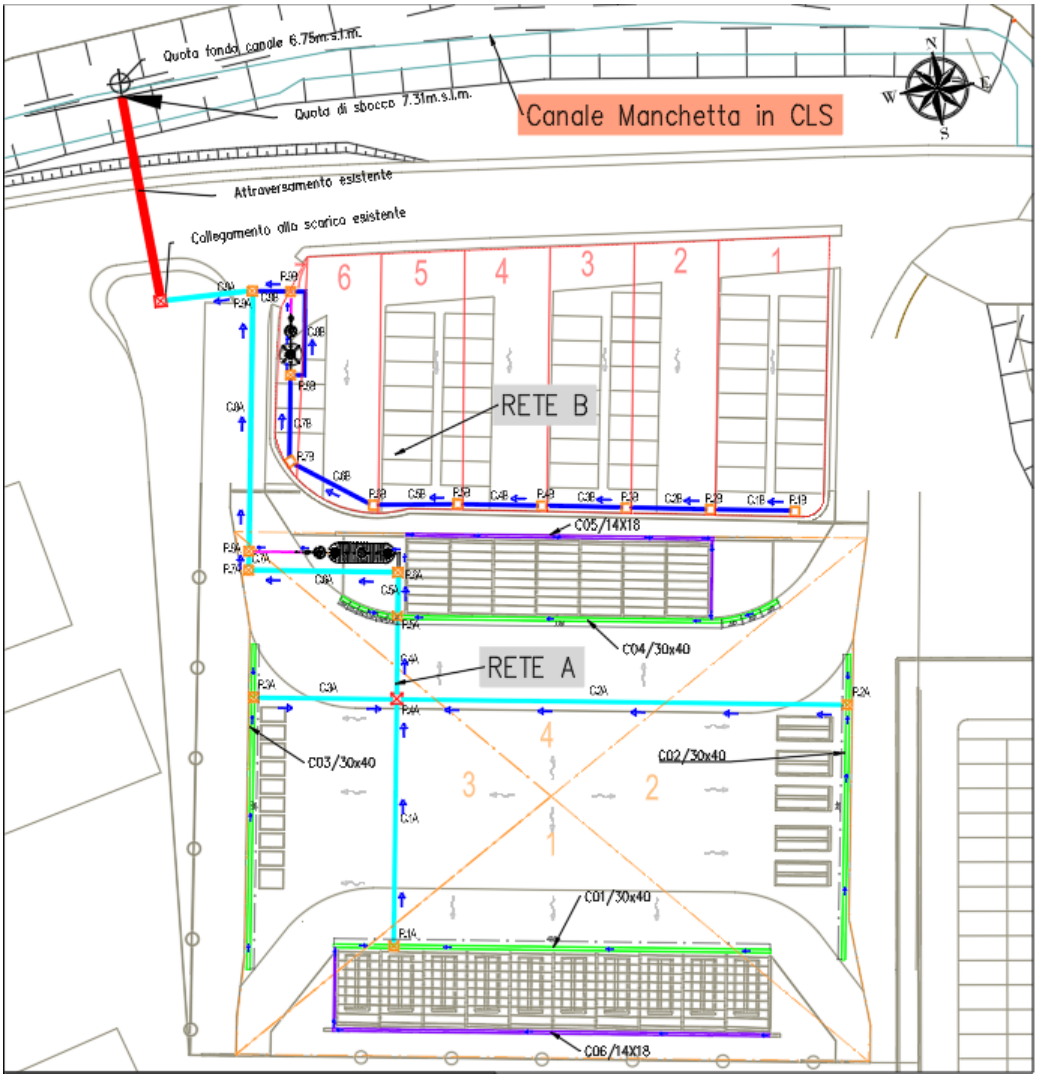
Dove:

- K è il coefficiente di liscezza di Strickler, nel caso si avrà K=90 per tubazione in PVC.
- A è l'area bagnata della sezione del collettore;
- R rappresenta il raggio idraulico della sezione;
- J è la cadente piezometrica, che nel caso dell'ipotesi di moto uniforme si può considerare pari alla pendenza del collettore.

Il dimensionamento viene eseguito facendo variare i valori del diametro "D" e del grado di riempimento "h/D", mediante un processo euristico, fino al raggiungimento della condizione di uguaglianza tra la portata derivante dall'analisi idrologica (Metodo Razionale Q_{ingr}) e la portata transitante nel collettore calcolata con la formula di Gauckler-Strickler (Q_{G-S}):

$$Q_{ing}(\varphi_{rif}, i, S_{rif}) = Q_{G-S}(K, A, R^{\frac{2}{3}}, J^{\frac{1}{2}})$$

I diametri delle tubazioni sono stati definiti in modo da avere un grado di riempimento non superiore al 75%.



10.2 Planimetria rete di raccolta delle acque meteoriche.

10.2.1 Sistema di tubazione Stazione Ecologica

La rete di raccolta della stazione ecologica costituita da pozzetti, caditoie e tubazioni in PVC, intercetta le acque meteoriche con i manufatti di tipo "canaletta grigliata", ciascuna canaletta è collegata a un pozzetto in c.a. di 80x80 cm, successivamente le acque sono convogliate verso l'impianto di prima pioggia tramite collettori con pendenza non superiori al 1%.

All'interno della rete i pozzetti e i collettori vengono denominati con un valore numerico crescente in direzione al flusso insieme alla descrizione del manufatto, ad esempio Pozzetto 1A (P.1A), Condotta 1A (C.1A).

Sulla tavola in seguito viene descritto il codice del pozzetto, l'area di scolo a monte del pozzetto in mq, la portata in ingresso "Q_{ingr}" in mc/s al pozzetto, il codice della condotta a valle del pozzetto, la lunghezza "L" della condotta in metri, il diametro nominale "Diam." della condotta in mm, il percentuale di pendenza della condotta "i" (%), il grado di riempimento (h/D), l'angolo Beta in gradi (β), l'area bagnata "A" in metri quadrati, il raggio idraulico "R" in metri, la portata in sezione finale con Gauckler-Strickler (Q_{G-S}) in mc/s, la velocità del flusso in sezione finale V (m/s).

Pozzetto	Area di scolo (mq)	Q ingr (mc/s)	Condotta	L (m)	DN (mm)	i (%)	h/D %	β (gradi)	A [m²]	R [m]	Q G-S [m³/s]	V [m/s]
1A	855	0.030	**1A**	24.6	315	0.50 %	**43%**	163.2	0.029	0.067	**0.030**	1.05
2A	794	0.028	**2A**	45.2	315	0.50 %	**41%**	159.2	0.027	0.065	**0.028**	1.03
3A	801	0.028	**3A**	13.9	315	0.50 %	**41%**	159.6	0.027	0.066	**0.028**	1.03
4A	0	0.087	**4A**	7.95	400	1.00 %	**44%**	167.0	0.049	0.088	**0.087**	1.78
5A	855	0.117	**5A**	3.65	400	1.00 %	**53%**	186.4	0.061	0.098	**0.117**	1.92
6A	0	0.117	**6A**	14.3	400	1.00 %	**53%**	186.4	0.061	0.098	**0.117**	1.92
7A	0	0.117	**7A**	1.11	400	1.00 %	**53%**	186.4	0.061	0.098	**0.117**	1.92
8A	0	0.117	**8A**	25.6	400	1.00 %	**53%**	186.4	0.061	0.098	**0.117**	1.92
9A	0	0.169	**9A**	8.4	400	1.00 %	**61%**	220.4	0.081	0.111	**0.169**	2.08

10.3 Verifica idraulica rete di smaltimento acque meteoriche, stazione ecologica.

Come riportato nella tabella delle verifiche, le tubazioni risultano tutte soddisfatte, poiché il grado di riempimento non supera mai il 75% e le velocità interne alle tubazioni sono ovunque maggiori di 0,5m/s e minori di 4 m/s. Il diametro interno per un DN 315 risulta pari a 299.6 mm, mentre il diametro interno per un DN 400 risulta pari a 380.4 mm. Per eventuali approfondimenti si rimanda agli elaborati specialistici.

10.2.2 Sistema di tubazione Parcheggio

La rete di raccolta del parcheggio è costituita da pozzetti con caditoie in ghisa sferoidale piana 70x70cm, posizionate sulla parte più basse del piazzale, le acque vengono convogliate verso l'impianto di prima pioggia tramite collettori in PVC.

All'interno della rete i pozzetti e i collettori vengono denominati con un valore numerico crescente in direzione al flusso insieme alla descrizione del manufatto, ad esempio Pozzetto 1B (P.1B), Condotta 1B (C.1B).

Sulla tavola in seguito viene descritto il codice del pozzetto, l'area di scolo a monte del pozzetto in mq, la portata in ingresso "Q_{ingr}" in mc/s al pozzetto, il codice della condotta a valle del pozzetto, la lunghezza "L" della condotta in metri, il diametro nominale "Diam." della condotta in mm, il percentuale di pendenza della condotta "i" (%), il grado di riempimento (h/D), l'angolo Beta in gradi (β), l'area bagnata "A" in metri quadrati, il raggio idraulico "R" in metri, la portata in sezione finale con Gauckler-Strickler (Q_{G-S}) in mc/s, la velocità del flusso in sezione finale V (m/s).

Pozzetto	Area di scolo (mq)	Q ingr (mc/s)	Condotta	L (m)	DN (mm)	i (%)	(h/D) %	β (gradi)	A [m²]	R [m]	Q G-S [m³/s]	V [m/s]
1B	314	0.011	**1B**	8.5	315	0.50 %	**25%**	120.5	0.014	0.044	**0.011**	0.80
2B	237	0.019	**2B**	8.5	315	0.50 %	**34%**	141.9	0.021	0.056	**0.019**	0.93
3B	233	0.028	**3B**	8.5	315	0.50 %	**41%**	158.5	0.027	0.065	**0.028**	1.03

4B	230	0.036	**4B**	8.5	315	0.50 %	**47%**	173.1	0.033	0.072	**0.036**	1.10
5B	224	0.044	**5B**	8.5	315	1.00 %	**43%**	164.4	0.029	0.068	**0.044**	1.50
6B	200	0.051	**6B**	9.5	315	1.00 %	**47%**	173.2	0.033	0.072	**0.051**	1.56
7B	45	0.052	**7B**	8.0	315	1.00 %	**48%**	175.1	0.033	0.073	**0.052**	1.57
8B	0	0.052	**8B**	10.5	315	1.00 %	**48%**	175.1	0.033	0.073	**0.052**	1.57
9B	0	0.052	**9B**	3.1	315	1.00 %	**48%**	175.1	0.033	0.073	**0.052**	1.57

Tabella 10.4 Verifica idraulica rete di smaltimento acque meteoriche, parcheggio.

Come indicato nella tabella delle verifiche, tutte le tubazioni risultano conformi, in quanto il grado di riempimento non supera mai il 75% e le velocità interne alle tubazioni sono sempre maggiori di 0,5 m/s e inferiori a 4 m/s. Il diametro interno per in DN di 315 risulta pari a 299.6 mm su tutte le condotte in studio. Per ulteriori dettagli, si rimanda agli elaborati specialistici.

10.3 Dimensionamento Canalette in Acciaio Stazione Ecologica

Nel presente paragrafo vengono riportate le verifiche relative alle canalette di raccolta delle acque meteoriche provenienti dalle coperture della stazione ecologica, al fine di assicurarne il corretto funzionamento idraulico. Come illustrato nei punti 10.1 e 10.2, il dimensionamento e la successiva verifica sono stati eseguiti mediante l'applicazione delle formule specifiche sia per le canalette sia per le tubazioni.

La geometria assunta per le canalette è riportata nella figura seguente, dove:

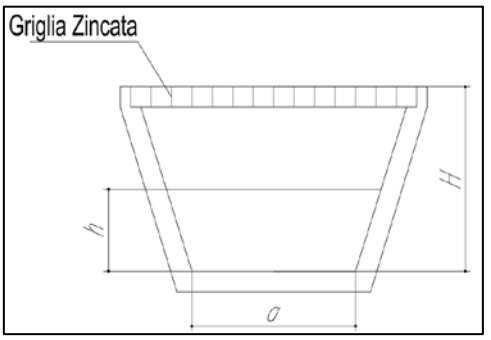


Figura 10.3 Geometria canaletta trapezia.

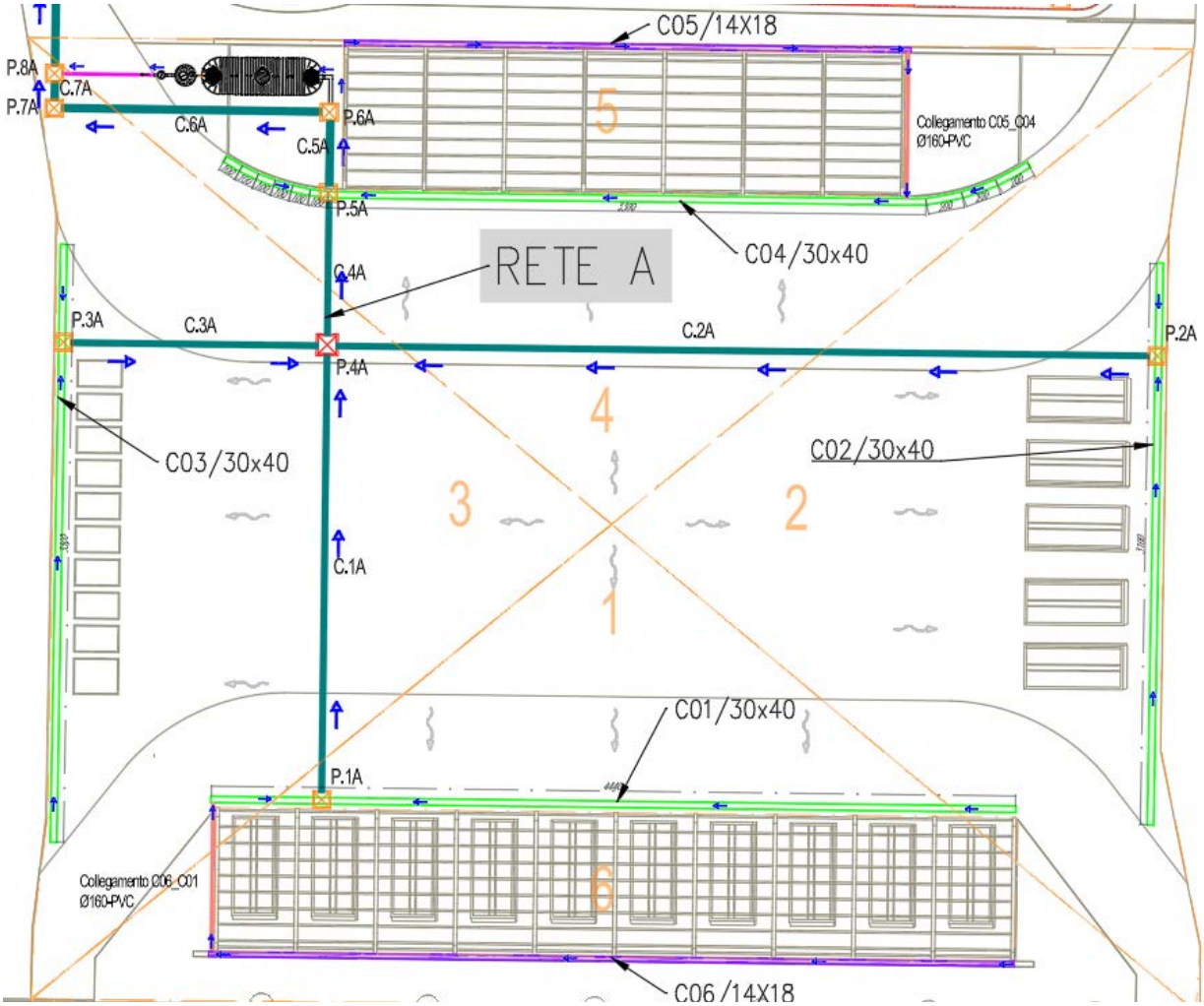
- **H** rappresenta l'altezza massima;
- **a** la larghezza massima;
- **h** l'altezza del tirante idrico.

Per lo scarico sono state previste tubazioni in PVC Ø160 mm, interrate, collegate rispettivamente alle canalette C01 e C04. In particolare:

- la canaletta C05 avrà sbocco nella canaletta C04;
- la canaletta C06 avrà sbocco nella canaletta C01.

La verifica idraulica, sia delle canalette sia delle tubazioni, è stata eseguita determinando la portata di progetto mediante il metodo razionale. Successivamente, il dimensionamento è stato verificato

attraverso metodologia del moto uniforme, utilizzando la formula di Gauckler-Strickler per sezioni di tipo trapezoidale (canalette) e circolare (condotte).



10.4 Posizionamento delle canalette proveniente della copertura sulla stazione ecologica (canalette identificate con colore viola)

Nella tabella 10.5 è riportato il calcolo della portata in ingresso (m^3/s) ottenuta mediante il metodo razionale, mentre nella tabella 10.6 è presentato il calcolo della portata in sezione secondo la formula di Gauckler-Strickler, a supporto della verifica idraulica delle canalette.

Canaletta	Area Scolante	Area (mq)	φ	i (mm/h)	Lunghezza interna (m)	Q ingr (mc/s)
C05/14x18	5	246.45	0.90	141.3	31.30	0.009
C06/14x18	6	348.21	0.90	141.3	40.50	0.012

Tabella 10.5 Calcolo della portata di progetto con il metodo razionale

È importante precisare che le sotto aree scolanti **5** e **6** dalle coperture, utilizzate per il calcolo delle portate delle canalette **C05 e C06**, ricadono già all'interno delle aree scolanti **1** e **4**, che inglobano il dimensionamento complessivo delle canalette C01 e C04, cosi come tutti i manufatti a valle.

Canaletta	Pendenza i (%)	Larghezza interna a (m)	Altezza interna H (m)	h (m)	A (mq)	C (m)	R (m)	Ks ((m^(1/3))/s)	Q G-S [mc/s]	Grado Riempimento (%)	Velocità (m/s)
C05/16x18	0.51%	0.14	0.18	0.07	0.01	0.28	0.04	95	0.009	38.31	0.784
C06/16x18	0.49%	0.14	0.18	0.09	0.02	0.32	0.05	95	0.012	48.39	0.847

Tabella 10.6 Verifica idraulica in moto uniforme (Gauckler – Strickler)

Dalle tabelle precedenti si evince che le verifiche idrauliche vengono soddisfate giacché in sezione finale di ciascun manufatto il grado di riempimento h/H è inferiore al 75%, e la velocità è superiore a 0.5 m/s e inferiore a 5m/s, come richiesto dalla normativa vigente.

Per lo scarico è stata effettuata la verifica di una tubazione in PVC Ø160 mm, i cui risultati sono riportati nella tabella seguente.

Condotta	Q ingr (mc/s)	L (m)	DN (mm)	i (%)	(h/D) %	β (gradi)	A [m²]	R [m]	Q G-S [m³/s]	V [m/s]
C05_C04	0.009	8.05	160	0.67 %	**50%**	3.148	0.01	0.04	**0.009**	0.863
C06_C01	0.012	8.20	160	0.72 %	**61%**	3.576	0.013	0.045	**0.012**	0.962

Tabella 10.7 Verifica idraulica condotte di scarico acque meteoriche della copertura

Come indicato nella tabella delle verifiche, tutte le tubazioni risultano conformi, in quanto il grado di riempimento non supera mai il 75% e le velocità interne alle tubazioni sono sempre maggiori di 0,5 m/s e inferiori a 4 m/s. Il diametro interno per in DN di 160 risulta pari a 152 mm su le condotte in studio. Per ulteriori dettagli, si rimanda agli elaborati specialistici.

Per le acque meteoriche provenienti dalle coperture dei bike point non è stato previsto un sistema di raccolta dedicato, in quanto le strutture sono collocate in corrispondenza di superfici a verde. Le acque meteoriche defluiscono quindi direttamente su tali aree permeabili, dove vengono assorbite dal terreno, senza generare incremento delle portate nella rete di drenaggio.

10.4 Determinazione quota di sbocco dell'attraversamento esistente

Ai fini della determinazione della quota di sbocco dell'attraversamento esistente, si è fatto riferimento alla relazione idrologica e idraulica del Rio Manchetta, contenuta nell'elaborato tecnico PET00ID00IDRRE01, redatto nell'ambito del Progetto Esecutivo "Riqualifica delle viabilità di accesso e delle aree di sosta – Aeroporto di Lamezia Terme", con particolare attenzione agli aspetti di compatibilità idraulica con il Torrente Cantagalli.

Per tale scopo, è stata stimata una **portata ordinaria** generata dal bacino idrografico a monte dell'aeroporto, considerando un **tempo di ritorno di 5 anni**, coerente con le condizioni idrauliche di riferimento per verifiche in regime ordinario.

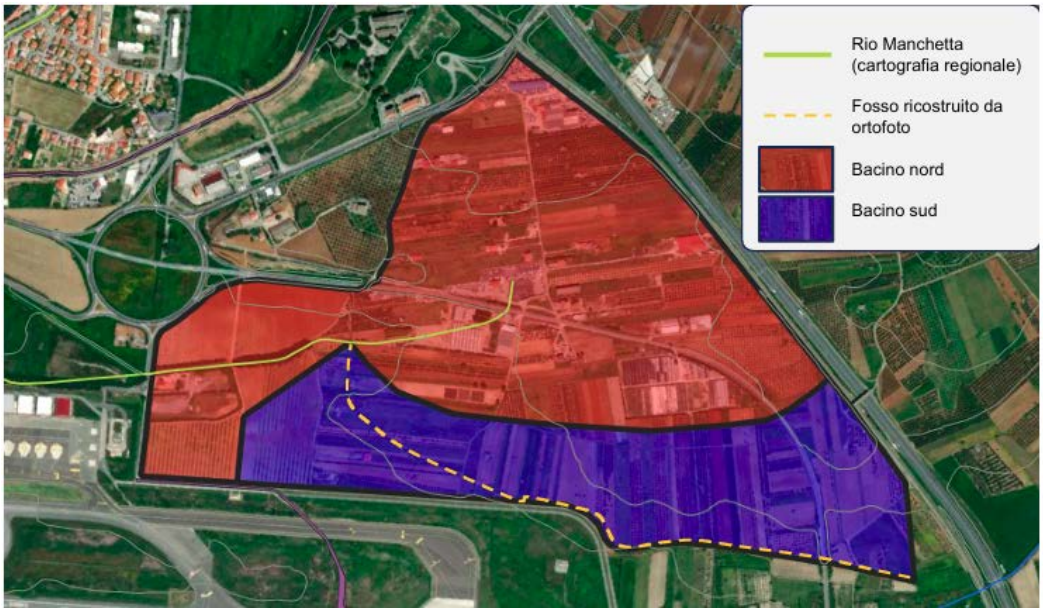


Figura 10.4 Bacino del Rio Manchetta. Fonte: Progetto Esecutivo "Riqualifica delle viabilità di accesso e delle aree di sosta – Aeroporto di Lamezia Terme" -Relazione idrologica e idraulica del Rio Manchetta- PET00ID00IDRRE01

È stato preso in considerazione il bacino settentrionale (a nord-ovest dell'aeroporto), in quanto il Rio Manchetta drena un'area a prevalente vocazione agricola, che scorre lungo il confine settentrionale del sedime aeroportuale e risulta direttamente influenzata dal deflusso meteorico proveniente dalle reti A e B dell'intervento.

Lo scarico delle acque meteoriche provenienti da tali reti confluisce in un attraversamento esistente, il quale recapita all'interno di una sezione trapezoidale secondo quanto riportato nella documentazione tecnica fornita dalla stazione appaltante. Tale sezione ricade nella tipologia A/4 del canale Manchetta, per la quale sono disponibili i parametri geometrici e idraulici utili alla presente valutazione.

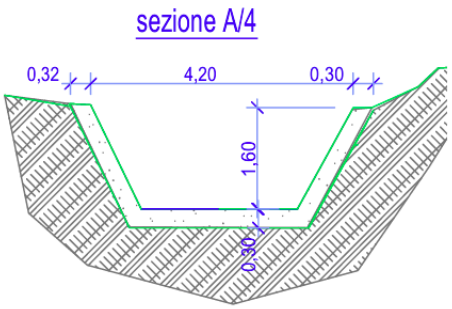


Figura 10.5 Sezione tipo esistente del rio Manchetta da documenti di progetto. Fonte: Progetto Esecutivo "Riqualifica delle viabilità di accesso e delle aree di sosta – Aeroporto di Lamezia Terme" -Relazione idrologica e idraulica del Rio Manchetta- PET00ID00IDRRE01

In base ai valori di portata e tirante idrico riportati nella relazione sopra menzionata, è possibile determinare con buona approssimazione la quota di sbocco dell'attraversamento, sulla base dell'analisi di moto uniforme condotta sulla sezione di riferimento. La portata di 10,3 m^3/s rappresenta la portata di piena calcolata per un tempo di ritorno di 200 anni, in coerenza con le condizioni idrologiche del canale del Rio Manchetta. Tale valore è stato assunto come riferimento in quanto risultato dello studio idrologico del bacino a monte.

Tratto non oggetto di intervento						
Tratta	**Sezione**	**Portata (m^3/s)**	**Pendenza (%)**	**Scabrezza ($m^{1/3}/s$)**	**Tirante (m)**	**Note**
Monte A	Tipo A/4	10.3	0.20%	66	1.3	Sezione trap; base=2.5m; H=1.6m; sponde 0.43:1

Tabella 10.8 Caratteristiche idrauliche della sezione interessata del rio Manchetta. Fonte: Progetto Esecutivo "Riqualifica delle viabilità di accesso e delle aree di sosta – Aeroporto di Lamezia Terme" -Relazione idrologica e idraulica del Rio Manchetta- PET00ID00IDRRE01

Tuttavia, poiché l'obiettivo principale della verifica è la determinazione della quota di sbocco dell'attraversamento esistente, si è proceduto al calcolo della portata ordinaria riferita ad un tempo di ritorno di 5 anni, valore che rappresenta comunque una portata significativa e idonea a descrivere le condizioni reali di esercizio dell'opera.

Tempo di ritorno (Tr)	5 anni
a	32.46
n	0.33
Φ	0.4
tc (ore)	1.13
i (mm/h)	29.91
Area bacino nord (km^2)	0.785
Porta ordinaria Q(m^3/s)	**2.61**

Tabella 10.9 Parametri per il calcolo della portata ordinaria

In base a tali dati, la portata ordinaria del bacino idrografico a monte dell'aeroporto, corrispondente ad un tempo di ritorno di 5 anni, è stata quantificata pari a **2,61 m^3/s.**

Per determinare la quota di sbocco dell'attraversamento esistente, è stata condotta una verifica idraulica utilizzando la sezione tipo A/4, riportata nella relazione idrologica del Rio Manchetta sopra citata.

A scopo cautelativo e di verifica di sicurezza, è stato calcolato il tirante idrico in condizioni di moto uniforme per la suddetta sezione.

Sezione	Pendenza i (%)	Larghezza interna a (m)	Altezza interna H (m)	h (m)	A (mq)	C (m)	R (m)	Ks ((m^(1/3))/s)	Q G-S [mc/s]	Grado Riempimento (%)	Velocità (m/s)
Tipo A/4	0.20%	2.5	1.6	**0.56**	1.58	3.78	0.42	66	2.61	35.18	1.65

Tabella 10.10 Tirante idrico calcolato a un tempo di ritorno di 5anni

Dalla verifica effettuata risulta che la quota di sbocco dell'attraversamento può essere considerata

pari a **7,31 m s.l.m.**, tenuto conto che la quota di fondo del canale Manchetta è pari a **6,75 m s.l.m.**, stimata tramite analisi altimetrica basata su DTM (Digital Terrain Model).

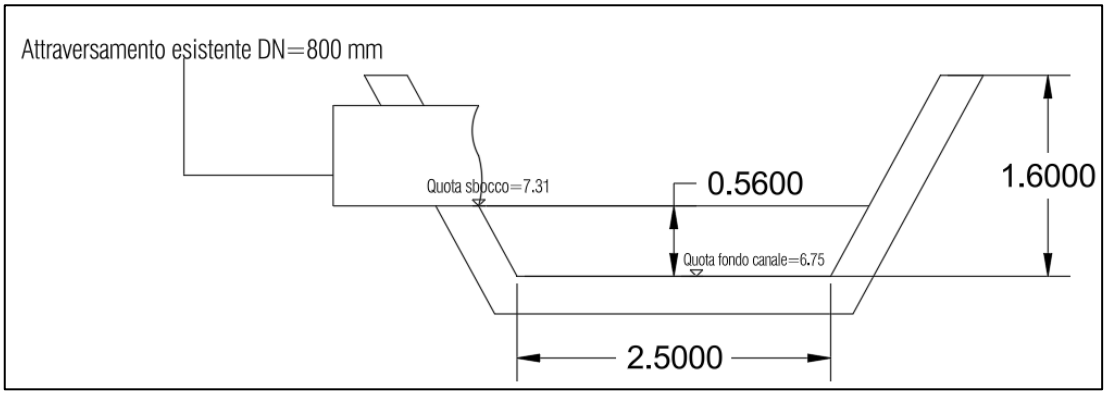


Figura 10.6 Sezione tipo A/4 esistente del rio Manchetta con lo sbocco dell'attraversamento esistente

Come si evince dalla figura, lo sbocco dell'attraversamento avviene a pelo libero, senza manifestare condizioni di sotto battente né di deflusso in pressione.

Il riferimento ad una **portata ordinaria con TR = 5 anni** consente di descrivere in maniera coerente sia gli scenari di piena eccezionale sia le effettive condizioni di esercizio dello sbocco della condotta.

Pertanto, i risultati ottenuti garantiscono la congruità con lo studio idrologico di base e la coerenza con le condizioni di deflusso effettivamente attese nello sbocco della condotta, assicurando la correttezza delle assunzioni progettuali adottate.

10.5 Verifica idraulica di compatibilità dell'opera progettata con il canale Manchetta

Per garantire che il sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche non generi criticità nel canale Manchetta, in termini di allagamenti o esondazioni, è stata effettuata una seconda verifica idraulica in condizioni di moto uniforme, considerando il contributo della nuova infrastruttura progettata (parcheggio e stazione ecologica).

In tale verifica è stata considerata una portata di progetto con tempo di ritorno di 200 anni, calcolata come somma della portata del bacino esistente e del nuovo contributo generato dall'area del parcheggio e della stazione ecologica.

Tempo di ritorno (Tr)	200 anni
a	69.19
n	0.39
Φ	0.9
tc (ore)	0.1666
i (mm/h)	206.4

Area stato di progetto(m^2)	4788
Q(m^3/s)	**0.25**
Portata totale (m^3/s)	**10.55**

Tabella 10.11 Parametri per il calcolo della portata complessiva

	Pendenza i (%)	Larghezza interna a (m)	Altezza interna H (m)	h (m)	A (mq)	C (m)	R (m)	Ks ((m^(1/3))/s)	Q G-S [mc/s]	Grado Riempimento (%)	Velocità (m/s)
1	0.20%	2.5	1.6	**1.30**	4.17	5.46	0.76	66	10.30	81.24	2.47
2	0.20%	2.5	1.6	**1.32**	4.25	5.51	0.77	66	10.55	82.40	2.48

Tabella 10.12 Tirante idrico calcolato a un tempo di ritorno di 25 anni

Secondo i dati riportati nella relazione idraulica del Rio Manchetta, contenuta nell'elaborato tecnico PET00ID00IDRRE01; (riga 1 della tabella 10.9), la sezione in esame presenta un tirante idrico pari a **1,30 m** con una portata di 10,30 m^3/s, calcolata a un tempo di ritorno di 200 anni.

A questa portata è stato aggiunto il contributo di progetto, pari a 0,25 m^3/s, per ottenere una nuova portata complessiva pari a 10,55 m^3/s.

Ricalcolando il tirante idrico a un Tr 200 anni con tale valore, risulta un incremento trascurabile, con un tirante finale di **1,32 m.**

Dalla verifica effettuata si evince che il contributo aggiuntivo di 0,25 m^3/s non rappresenta un apporto significativo tale da compromettere la capacità di deflusso del canale Manchetta. La differenza di portata è infatti minima e non comporta rischi di esondazione nel lungo periodo.

10.6 Verifica statica delle condotte

La stabilità di una condotta interrata rispetto ai carichi esterni risulta fortemente condizionata dalle sue condizioni di posa, secondo un duplice aspetto:

- Le sollecitazioni agenti sulla condotta;
- La risposta del materiale della condotta.

Le sollecitazioni su un tubo interrato dipendono infatti dall'interazione tubo-terreno, che è fortemente legata alla deformabilità relativa dei due elementi: se il tubo si deforma più del terreno che lo circonda, sarà sollecitato in modo minore, poiché deformandosi sensibilmente coinvolge il terreno di rinfianco a collaborare alla resistenza. È quindi possibile effettuare una distinzione tra cosiddetti tubi "rigidi" e tubi "flessibili", in funzione del tipo di risposta alla sollecitazione; tale classificazione viene effettuata sulla scorta della **rigidezza anulare (SN)** della tubazione:

$$SN = \frac{EI}{D_m^3} = \frac{E}{D_m^3} * \frac{s^3}{12} = \frac{E}{12 * \left(\frac{D_m}{s}\right)^3}$$

In cui:

D_m/s= rapporto tra diametro medio e spessore del tubo

E= modulo elastico a flessione della condotta (modulo di Young)

I= momento di inerzia dell'area della parete del tubo in direzione longitudinale (per unità di lunghezza)

Il rapporto tra la rigidezza anulare ed il modulo elastico del terreno (E_g) fornisce il coefficiente di elasticità in sito (R):

$$R = \frac{SN}{E_g}$$

Il cui valore permette di distinguere tra:

$$R \geq \frac{1}{12} => Tubo\ RIGIDO$$

$$R < \frac{1}{12} => Tubo\ FLESSIBILE$$

La rigidezza di una tubazione, dipende dunque dal confronto tra le caratteristiche del materiale e quelle del terreno; con riferimento ai materiali comunemente utilizzati per le condotte, a parità di terreno di posa, è tuttavia possibile classificare le tubazioni nel seguente modo:

- Tubazioni rigide: calcestruzzo, gres, fibrocemento
- Tubazioni semirigide: acciaio, ghisa
- Tubazioni flessibili: PVC, PEAD, PRFV

Sotto l'azione dei carichi verticali, le tubazioni rigide non subiscono significative deformazioni sopportando la maggior parte del carico con un meccanismo di resistenza di tipo flessionale. Le tubazioni flessibili, invece, nelle stesse condizioni si deformano nel piano laterale assumendo una configurazione trasversale grossolanamente ellittica, con asse minore verticale. Questo fenomeno, che prende il nome di ovalizzazione, innesca una deformazione del terreno circostante che a sua volta inizia a reagire, riducendo lo stato di sollecitazione della condotta e contribuendo a migliorarne la stabilità.

Carichi sulle tubazioni

Per quanto attiene al calcolo delle sollecitazioni agenti sulla condotta, occorre considerar la somma di 3 aliquote:

- Carico del terreno di ricoprimento
- Carico mobile (traffico)
- Carico dovuto alla presenza di falda

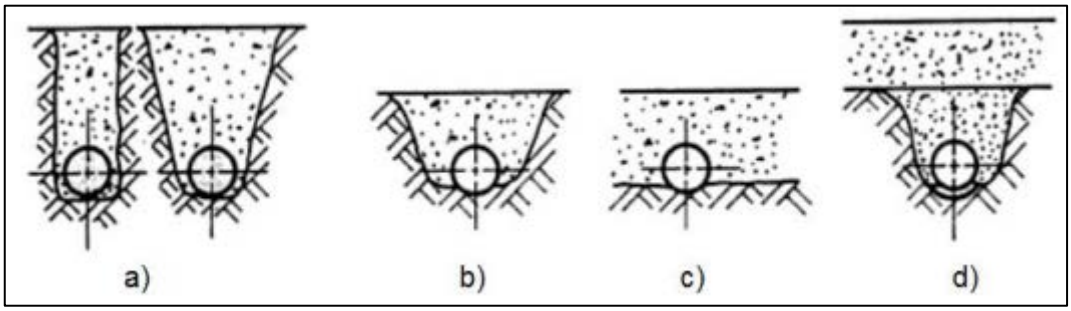
In linea teorica andrebbe considerato anche il peso del fluido convogliato, ma la sua entità è trascurabile.

Carico del terreno

Come già richiamato in precedenza, le condizioni di posa influenzano anche la determinazione

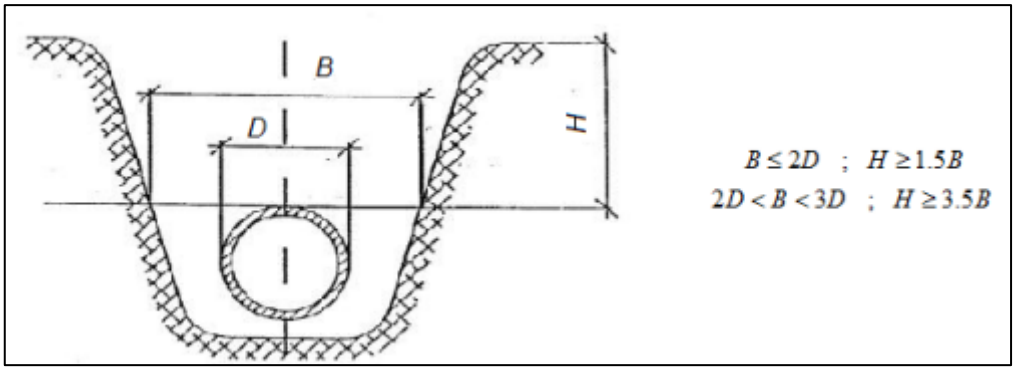
della sollecitazione agente: più in particolare, si distinguono quattro diverse condizioni di posa:

a. Posa in trincea stretta;
b. Posa in trincea larga
c. Posa in trincea con rinterro indefinito
d. Posa in trincea stretta con rinterro indefinito



La condizione più favorevole è rappresentata dalla posa in trincea stretta, che consente di trasmettere un'aliquota del carico sovrastante ai fianchi della trincea.

La definizione di trincea stretta è condizionata al rispetto dei seguenti limiti geometrici:



In questa ipotesi, il carico dovuto al terreno di ricoprimento viene calcolato attraverso il modello di Marston:

$$q_t = C_d * \gamma_t * B * D$$

$$C_d = \frac{1 - e^{-2*K*tg\theta*\frac{H}{B}}}{2 * K * tg\theta}$$

$$K = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

In cui:

Cd= coefficiente di carico di Marston per tubi in trincea stretta

γ_t= peso specifico del terreno

θ= angolo di attrito tra materiale di riempimento e pareti della trincea

K= coefficiente di spinta passiva del terreno

φ= angolo di attrito interno del riempimento

Materiale di riempimento	Angolo φ
Argilla plastica	11° - 12°
Terreno torboso	12°
Argilla normale	14°
Loess cretaceo	18°
Marna sabbiosa	20°
Marna bianca	22°
Marna molto compatta	24°
Marna verde	26°
Sabbia bagnata	30°
Sabbia fine non pressata	31°
Sabbia e ghiaia	33°
Ghiaia e ciotoli	37°
Ciotoli grossi	44°

Natura del terreno	Materiale del riempimento	Angolo θ
Marna	Sabbia	30°
Marna	Ghiaia	35°
Marna	Ciotoli grossi	40°
Rocce liscie	Sabbia	25°
Rocce liscie	Ghiaia	30°
Rocce schistose	Sabbia	35°
Rocce schistose	Ghiaia	40°

Carichi mobili

La valutazione delle sollecitazioni dovute ai sovraccarichi mobili si effettua considerando la tipologia di traffico veicolare con relazioni sperimentali del tipo:

$$q_m = P_v * \varphi_m * D$$

$$P_v = 43100 * H^{-1.206}\ (convoglio\ HT45)$$

$$P_v = 10700 * H^{-1.518}\ (convoglio\ LT6)$$

$$\varphi_m = 1 + 0.3/H (mezzi\ stradali)$$

$$\varphi_m = 1 + 0.6/H (mezzi\ ferroviari)$$

In cui:

Pv= pressione verticale sulla generatrice del tubo dovuta a sovraccarichi mobili concentrati

φ_m= Fattore dinamico

Carico per la presenza di falda freatica

La pressione dovuta alla presenza di una falda presente nel terreno è data da:

$$q_f = \gamma_w * (H - h) * D$$

In cui:

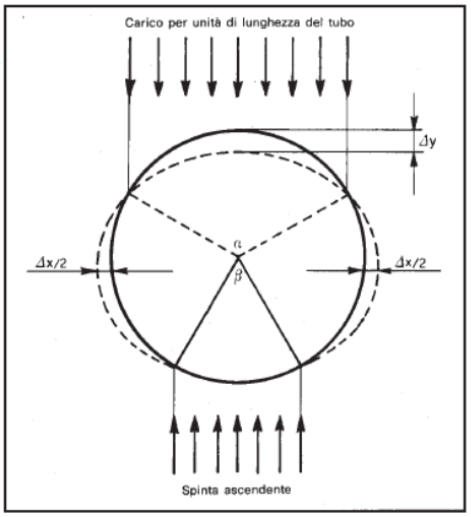
γ_w= peso specifico dell'acqua

h= profondità del tetto della falda

<u>Verifica statica- Tubo flessibile</u>

Come già richiamato in precedenza, nel caso di tubazione flessibile, occorre tener conto della reazione del terreno chiamata in causa dal fenomeno di ovalizzazione: in questo caso, dunque, la resistenza massima è limitata da uno stato limite ultimo di deformazione senza il raggiungimento di uno stato di fessurazione.

La verifica di stabilità consiste nell'accertare che la massima deformazione di ovalizzazione non superi un certo valore, fissato di norma pari al 5%. Tale deformazione è fornita dalla formula di Spangler:



$$\Delta x = k_x \frac{QD^3}{8EI}$$

$$\Delta y = k_y \frac{QD^3}{8EI}$$

In cui:

k_x, k_x= coefficienti dipendenti da α e β

Q= carico verticale agente sulla tubazione (per unità di lunghezza)

D, E, I = sono rispettivamente il diametro, il modulo elastico ed il momento di inerzia dell'area della parete del tubo in direzione longitudinale (per unità di lunghezza)

La formula si particolarizza considerando α= β=180° ed introducendo il modulo di elasticità del terreno (E_t) nella versione seguente:

$$\Delta_x = \Delta_y = \frac{0.083Q}{\frac{2}{3} * E * \left(\frac{s}{D}\right)^3 + 0.061E_t}$$

Il valore di E_t si ricava in funzione del fattore α ', dipendente dalla compattazione del rinfianco del tubo collegato ai risultati della prova Proctor:

$$E_t = \frac{9.10^4}{\alpha'}(H+4) \qquad \left(\frac{kg}{m^2}\right)$$

Prova Proctor	α'
95%	1,0
90%	1,5
85%	1,5[2]
80%	1,5[3]
75%	1,5[4]

La verifica risulta soddisfatta se: $\Delta x/D \leq 0.05$

La deformazione si incrementa all'aumentare del carico, mentre si riduce aumentando:

- Il modulo elastico della condotta;
- Il rapporto spessore/diametro;
- La profondità di posa;
- Il grado di costipamento del rinfianco.

Parametro	Valore
Materiale tubo	PVC
Diametro nominale (DN)	315mm e 400 mm
Profondità interro (H)	~1,5 m
Tipo di sovraccarico	Terreno + cls
Tipo di posa	Condotta flessibile (PVC)
Modulo elasticità PVC	3.000 – 3.200 MPa
Coefficiente di Poison	0,35 – 0,45
Peso specifico terreno	$\gamma = 18$ kN/m³
Larghezza trincea	~0,7–0,9 m
Resistenza a trazione	45–55 MPa

Tabella 10.13 Dati di base

Carico verticale da terreno	Deformazione (ovolizzazione)	Deformazione (%)
20.79 kN/m	0.001299	0.13%

Tabella 10.14Verifica della deformazione verticale

Sulla base delle verifiche effettuate, si è considerata la tubazione in PVC con diametro nominale pari a 400 mm, posata ad una profondità di approx. 1,5 m, sotto sovraccarico costituito da terreno vegetale, fondazione in misto stabilizzato e pavimentazione in calcestruzzo.

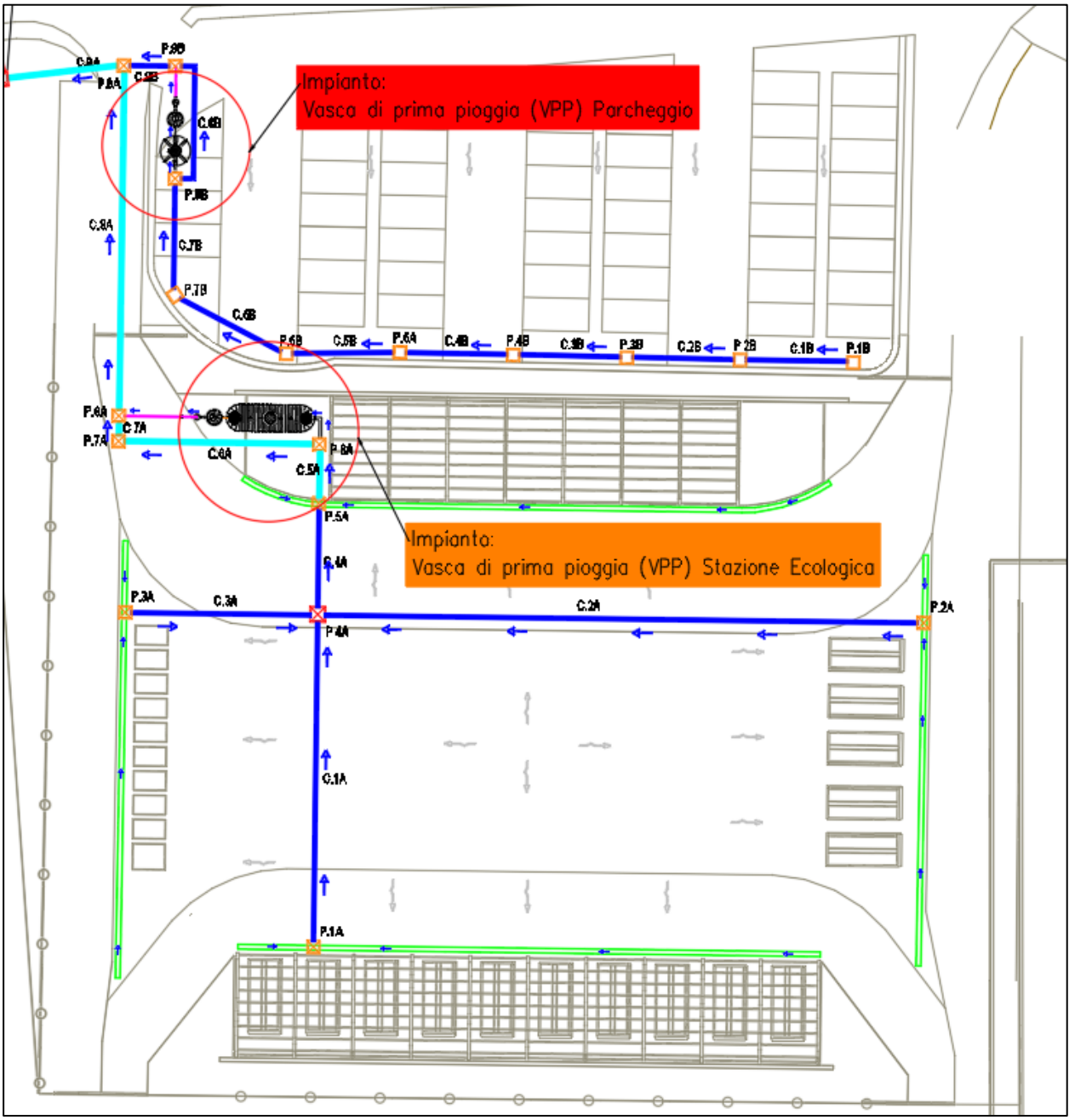
Il calcolo del carico verticale trasmesso al tubo è stato condotto secondo la formula di Marston, la deformazione verticale relativa della condotta è stata stimata mediante un modello semplificato per condotte flessibili, i dati di base sono stati assunti in base a normative tecniche di riferimento (UNI EN ISO 1452-2 e documentazione tecnica).

Il risultato ha evidenziato una deformazione verticale dell'ordine di 0.001299 ampiamente inferiore al limite ammissibile previsto per condotte flessibili (solitamente pari al 0.05).

Pertanto, la verifica statica condotta conferma che, nelle condizioni di posa considerate, la condotta DN 400 in PVC soddisfa pienamente i requisiti di sicurezza e funzionalità, come richiesto dalla Delibera Ministeriale del 04/02/1977 e in coerenza con le Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti.

11 IMPIANTO DI PRIMA PIOGGIA

A valle del sistema di raccolta delle acque meteoriche, verrà posizionato un impianto di prima pioggia, per l'area della stazione ecologica, cosi come per l'area del parcheggio.



11.1 Inquadramento impianti di prima pioggia o vasca di prima pioggia (VPP)

Le acque di prima pioggia dai piazzali sono pesantemente inquinate da diverse categorie di contaminanti:

1. **Sostanze sospese**: sabbie e particelle organiche e inorganiche con densità simile o superiore a quella dell'acqua.

2. **Sostanze galleggianti**: oli, grassi, schiume e altri composti insolubili con densità inferiore a quella dell'acqua, provenienti da piazzali di lavorazione, parcheggi e stoccaggio di carburante.

3. **Sostanze disciolte**: composti organici biodegradabili, ammoniaca, vari ioni (ferrosi, solfiti, solfuri), sali (bicarbonato, solfati, cloruri di metalli alcalini e alcalino terrosi), acidi, alcali (ammoniaca, soda caustica, idrossido di potassio), metalli pesanti (nichel, cromo, manganese, piombo, cadmio, zinco, rame, ferro, mercurio), cianuri, pesticidi e altre sostanze tossiche da processi industriali.

Questi inquinanti rappresentano le principali minacce per la qualità delle acque di dilavamento dei piazzali industriali, con solidi sospesi, idrocarburi e metalli pesanti che sono tra le contaminazioni più rilevanti.

Per dimensionare gli impianti di prima pioggia, attualmente ci si basa sulla normativa della Regione Lombardia del 27 maggio 1985, secondo la quale le acque di prima pioggia sono quelle corrispondenti a una precipitazione di 5 mm distribuita uniformemente su tutta la superficie drenante.

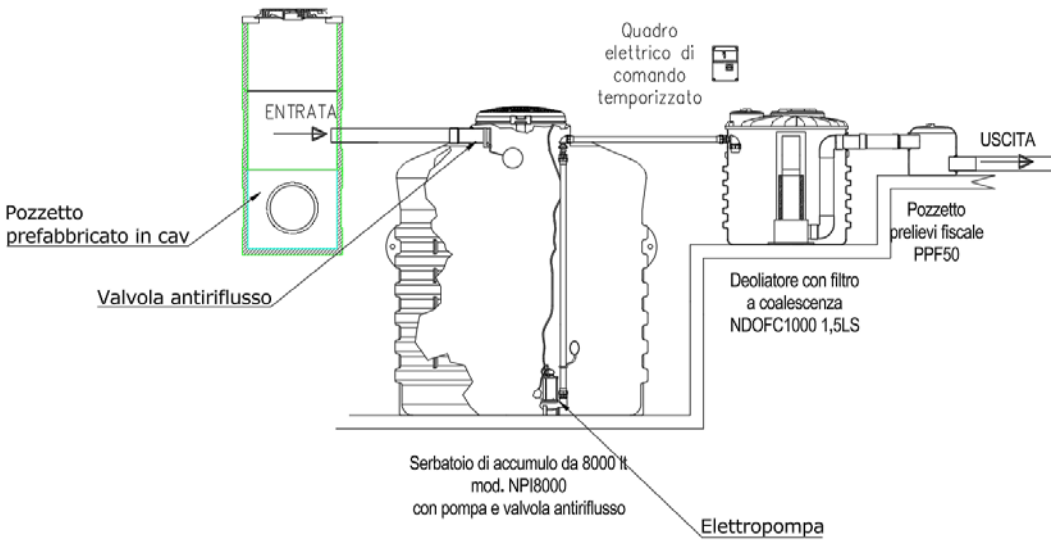
Per il calcolo delle portate, si considera che questo volume debba essere scaricato in 15 minuti. I coefficienti di afflusso sono fissati a 1 per superfici coperte, lastrate o impermeabilizzate.

Seguendo tali parametri, nel caso di una superficie di circa 1482 mq per il parcheggio e 3305 mq per la stazione ecologica, si stima che l'accumulo delle acque di prima pioggia sia di 8000 e 18000 litri, rispettivamente. Questo volume è gestito mediante un serbatoio in polietilene lineare ad alta densità (LLDPE).

Una volta che la vasca di accumulo della prima pioggia è piena, una valvola a galleggiante situata all'ingresso si chiude automaticamente per impedire l'ingresso di ulteriori acque. L'acqua in eccesso, chiamata seconda pioggia, viene defluita attraverso un pozzetto scolmatore nella conduttura di By-Pass.

Le acque accumulate nella vasca di prima pioggia vengono trattenute per un periodo di 48/72 ore. Trascorso questo periodo, una pompa presente nel serbatoio entra in funzione e pompa a una portata costante di 1,5 litri al secondo il volume d'acqua accumulato verso il sistema di depurazione. Questo sistema è composto da un dissabbiatore/deoliatore dotato di un filtro a coalescenza. Qui avviene la separazione delle sostanze pesanti come sabbie, limo e sassolini, e delle sostanze galleggianti non emulsionate come oli, grassi e idrocarburi.

Il refluo depurato, dopo essere passato attraverso un pozzetto per i prelievi fiscali, viene scaricato nel recettore finale.

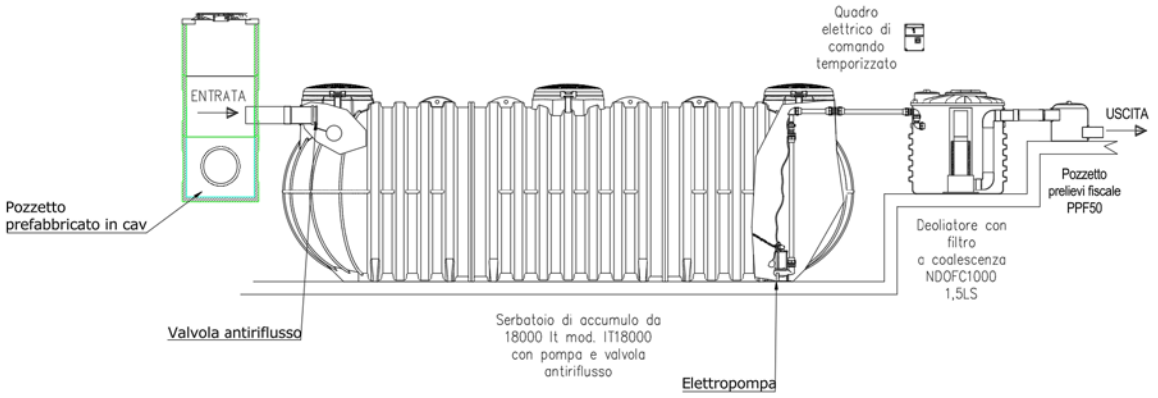


11.2 Impianto di prima pioggia Parcheggio

Serbatorio di accumulo 8000 lt con pompa e valvola antiriflusso				
Vol. prima pioggia (lt)	**Superficie (5mm) mq**	**Cisterna accumulo NPI 8000 ΦxH (mm)**	**Deoliatore NDOFC10001,5 LSIPP ΦxH (mm)**	**Pozzetto prelievi PPF50 ΦxH (mm)**
8000	1500	2270x2750	1150x1220	430x465

Accessori inclusi	Articolo	N° unità
Valvola antiriflusso	SCIPP200	1
Quadro elettrico a coalescenza	QCIPP	1
Pozzetto prelievi fiscali	SM 155L	1

Tabella 11.1 Assetto impiantistico e composizione dell'impianto di trattamento-Serbatoio di accumulo 8000 lt



11.3 Impianto di prima pioggia Stazione Ecologica

Serbatoio modulare di accumulo da 18000 lt con pompa e valvola antiriflusso				
Vol. prima pioggia (lt)	**Superficie (5mm) mq**	**Cisterna accumulo IT18000 LxlxH (mm)**	**Deoliatore NDOFC10001,5 LSIPP ΦxH (mm)**	**Pozzetto prelievi PPF50 ΦxH (mm)**
18000	3600	6680x2100x2200	1150x1220	430x465

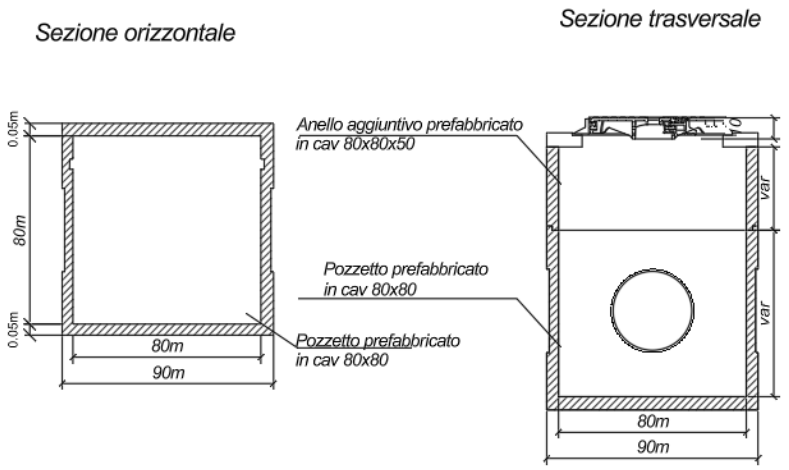
Accessori inclusi	Articolo	N° unità
Valvola antiriflusso	SCIPP200	1
Quadro elettrico a coalescenza	QCIPP	1
Pozzetto prelievi fiscali	SM 155L	1

Tabella 11.2 Assetto impiantistico e composizione dell'impianto di trattamento- Serbatoio di accumulo IT18000

11.1 Installazione

Pozzetto scolmatore

A monte della vasca di accumulo viene utilizzato un pozzetto un calcestruzzo armato che funge di pozzetto scolmatore, separando le acque di prima pioggia delle acque di seconda pioggia.



11.4 Pozzetto prefabbricato in c.a.v., a monte della vasca di accumulo

Serbatoio di accumulo/rilancio

Le cisterne di accumulo servono a raccogliere le acque di prima pioggia, potenzialmente inquinate, evitando che vengano disperse prima di essere trattate. Inoltre, svolgono la funzione di sedimentatore statico, favorendo la decantazione di materiali organici e inerti, con una riduzione fino al 40-50% dei solidi sospesi. Se lo scarico finale è collegato a una fognatura mista, il sistema aiuta anche a ridurre gli episodi di sfioro e quindi lo scarico incontrollato nell'ambiente.

Il sistema è composto da:

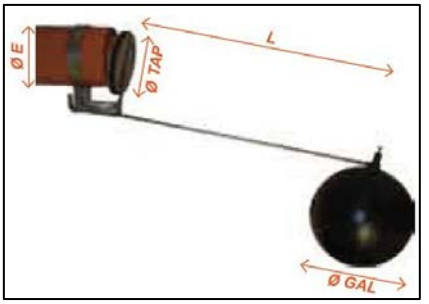
a. Valvola antireflusso
b. Quadro elettrico con temporizzatore
c. Elettropompa sommersa

Durante la pioggia, le acque di prima pioggia vengono raccolte nella vasca di accumulo, che si riempie. Una volta piena, la valvola antireflusso chiude l'ingresso, e le acque successive (di seconda pioggia) vengono deviate, tramite un pozzetto scolmatore, verso il recettore finale. In questa fase, la vasca agisce come un dissabbiatore, poiché, in condizioni di quiete, i materiali sospesi (come particelle organiche, sabbia, ghiaia...) si depositano sul fondo.

Dopo 48-72 ore dal riempimento, grazie al quadro elettrico temporizzato, si attiva automaticamente la pompa, che invia le acque accumulate a un sistema di dissabbiatura e disoleatura, con una portata costante di 1,5 litri al secondo.

a. Valvola antireflusso

La valvola, realizzata in acciaio con tappo gommato e galleggiante in polipropilene, viene installata all'ingresso del serbatoio di accumulo del sistema di prima pioggia. Il suo compito è chiudersi automaticamente quando il serbatoio è pieno. In quel momento, il pozzetto scolmatore entra in funzione e devia le acque di seconda pioggia verso il by-pass, escludendole dal trattamento.



Articolo	ΦE (mm)	Φ TAP (mm)	L(mm)	ΦGAL (mm)
SCIPP200	200	230	550	2x220

b. Quadro elettrico con temporizzatore

Il quadro elettrico serve ad avviare automaticamente o manualmente la pompa del sistema di prima pioggia. Il comando automatico avviene tramite un timer programmabile (es. ritardo di 24 ore seguendo la scheda tecnica). È dotato di spie luminose che segnalano lo stato dell'impianto e gli eventuali allarmi.

Alimentazione e istallazione

- Tensione monofase 230 V (adatta ad ambienti domestici)
- Se installato all'esterno, deve essere protetto in una cassetta con grado IP55, per resistere agli agenti atmosferici.

Caratteristiche principali

- Ingresso rete:230 V±10% 50/60 Hz
- Ingressi per comandi esterni (manuale e da sonde)
- Supporto per 3 sonde unipolari (non incluse), per liquidi conduttivi
- Pulsanti: Automatico/Manuale/Reset
- Selettore per modalità Riempimento o svuotamento
- Sensibilità delle sonde regolabile
- Timer interno regolabile da 0 secondi a 10 giorni
- Protezione elettronica per sovraccarico motore (tempo di intervento: 5 secondi)
- Spie LED:
  - ✓ Verde: presenza rete, funzionamento automatico, pompa attiva
  - ✓ Rossa: allarme livello, allarme sovraccarico
- Uscita allarme:5A 250V (contatto pulito)
- Sezionatore generale con blocco porta
- Predisposizione per condensatore di marcia (non incluso)

- Involucro in ABS con pressacavi antistrappo
- Grado di protezione IP55
- Funziona in ambienti da -5 a +40°C, con umidità relativa al 50% (non condensata)

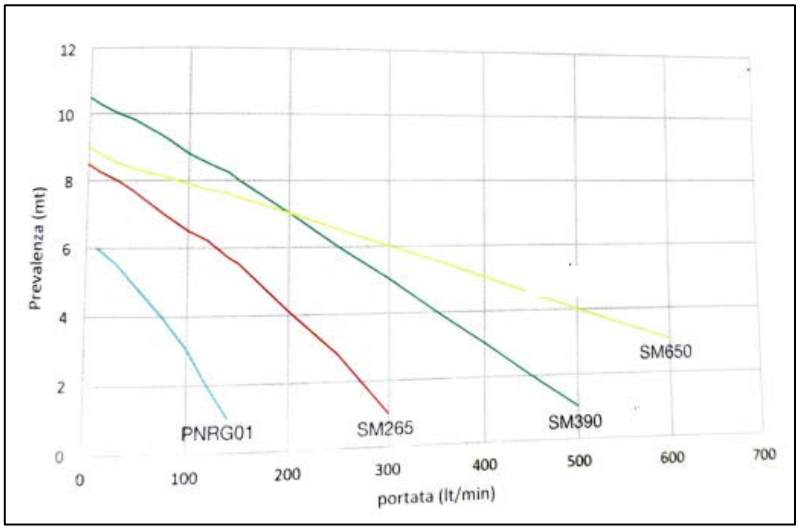
Articolo	Potenza pompa		Corrente		Dimensioni			Peso (kg)
	KW	HP	da (A)	a (A)	Alt. (mm)	Lung. (mm)	Prof. (mm)	
QCIPP	0,37-2,2	0,5-3	2	16	340	240	170	2,5

c. Elettropompa sommersa

L'elettropompa sommergibile, progettata per il rilancio a portata costante di 20-155 l/min delle acque di prima pioggia verso il sistema di trattamento, è realizzata interamente in acciaio inox (corpo, motore, albero, girante, diffusore e componenti vari), con tenuta meccanica in grafite e allumina. Il motore asincrono, con rotore a corto circuito, include condensatore e protezione termica incorporati, ed è protetto con grado IP68 per funzionamento in immersione continua. In condizioni normali non richiede manutenzione, ma per garantire prestazioni ottimali è importante mantenere puliti il filtro, l'aspirazione e la girante.

Articolo	Potenza		Passaggio solidi (mm)	A1-(A)	DNM (pollici)	Dimensioni (mm)			Peso (kg)
	Kw	HP				A	B	C	
PNRG01	0.3	0.4	20	2,2	1" 1/4	263	42	151	9,0

Max profondità immersione (m)	Max numero di avviamenti	Max temperatura acqua
5	3/h	35°C servizio in continuo



11.5 Curva di prevalenza della pompa

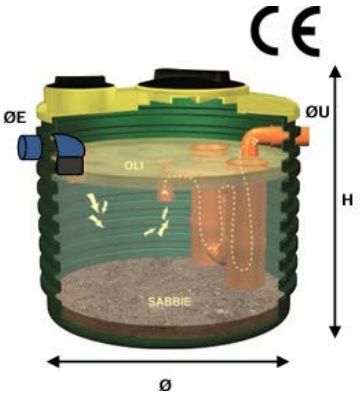
La curva di prevalenza della pompa PNRG01, riportata in figura, rappresenta la relazione tra la portata (l/min) e la prevalenza (m) garantita dal dispositivo in condizioni operative standard. Tale curva è uno strumento fondamentale per valutare l'idoneità dell'elettropompa nello smaltimento delle acque accumulate nella vasca di prima pioggia, assicurando il rilancio verso il recapito previsto.

La pompa è in grado di operare in un intervallo di portata compreso tra 20 e 155 l/min, corrispondenti a una prevalenza compresa tra circa 6 m e 1 m, come da specifiche del produttore. Nel presente progetto, il dislivello massimo da superare per garantire il corretto convogliamento delle acque è pari a 2,5 m. Tale valore rientra pienamente nel campo di funzionamento ottimale della pompa, che è dunque adeguata a garantire il sollevamento richiesto.

Sebbene la portata massima dell'evento meteorico di progetto (es. 169 l/s) non venga gestita istantaneamente dalla pompa, ciò non rappresenta una criticità, poiché il sistema è concepito per il rilascio graduale dell'acqua accumulata, tipicamente distribuito su più giorni. La pompa opera in modo intermittente, attivandosi al raggiungimento di soglie predefinite nella vasca, con cicli di svuotamento compatibili con la capacità idraulica del recettore, garantendo così il rispetto del principio di invarianza idraulica e contribuendo alla sostenibilità del sistema di drenaggio.

Deoliatore con filtro a coalescenza

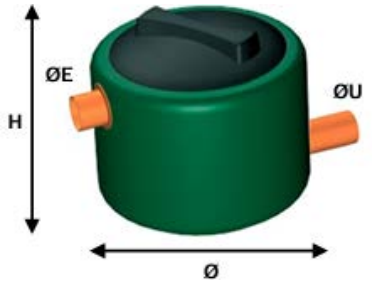
Nei sistemi di trattamento delle acque di prima pioggia provenienti da superfici impermeabili potenzialmente inquinate, è fondamentale rimuovere oli e grassi di origine minerale, poiché sono non biodegradabili e pericolosi sia per le fognature, che possono intasarsi, sia per l'ambiente, dove non vengono degradati. Per questo si utilizza un deoliatore con filtro a coalescenza, che consente l'eliminazione efficace degli inquinanti leggeri in sospensione, come oli e idrocarburi. Il sistema impiega una spugna in poliuretano che fa aggregare le particelle fino a renderle separabili per gravità. Il refluo trattato rispetta i limiti previsti per lo scarico in acque superficiali (Tabella 3 – D.Lgs. 152/2006). Il modello NDOFC 1000 da 1,5 l/s è un deoliatore di classe I, certificato CE secondo la UNI EN 858-1.



Articolo	Φ(mm)	ΦH(mm)	ΦE/U(mm)	Vol. utile (lt)	Vol. oli (lt)	Qmax (l/s)
NDOFC1000 1,5 LSIPP	1150	1220	50/125	850	27	1,5

Pozzetto prelievi fiscale

Pozzetto installato a valle dell'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia che permette di effettuare prelievi per le analisi delle acque in uscita.



Articolo	Φ(mm)	H(mm)	ΦE/U(mm)	Φtappo(mm)
PPF 50	430	465	125	355

11.2 Uso e Manutenzione

Ispezioni e spurghi delle vasche

All'interno dell'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia si accumulano agenti inquinanti non biodegradabili (sabbia, limo, pietrisco, oli, idrocarburi, ecc.) che, col tempo, possono ridurre l'efficienza del sistema causando intasamenti o rilascio di inquinanti. Per questo è fondamentale effettuare ispezioni periodiche delle vasche (accumulo, dissabbiatore e deoliatore), valutando il materiale sedimentato e galleggiante, lo stato della pompa (girante, cavo, galleggianti, fissaggi) e la presenza di tensione nel quadro elettrico.

Si consiglia anche di controllare l'impianto durante e dopo eventi piovosi per verificarne il corretto funzionamento. Nei primi mesi di attività, le ispezioni dovranno essere più frequenti per stabilire la giusta periodicità degli spurghi. Quando i depositi risultano eccessivi, si deve procedere con lo spurgo completo, che include la rimozione dei materiali accumulati, il lavaggio energico del filtro a coalescenza (mensile o bimestrale), la pulizia dei pozzetti, delle condotte e delle vasche, oltre al controllo e pulizia della pompa.

Al termine, il dissabbiatore e il deoliatore devono essere riempiti con acqua pulita. Tutte le operazioni di spurgo devono essere eseguite da ditte autorizzate, in quanto i residui sono classificati come rifiuti speciali e devono essere smaltiti secondo normativa.

Norme di sicurezza generali per il funzionamento dell'elettropompa

Durante il normale funzionamento dell'impianto e nelle fasi di ispezione o spurgo, è fondamentale rispettare alcune prescrizioni di sicurezza per l'elettropompa. Non bisogna mai sollevarla o spostarla tramite il cavo di alimentazione, e prima dell'installazione è necessario verificare la presenza di un impianto di terra. Qualsiasi intervento di manutenzione o controllo deve essere eseguito solo dopo aver staccato l'alimentazione elettrica, evitando di avviare la pompa mentre si è a contatto con il liquido.

Tutte le riparazioni devono essere effettuate esclusivamente da personale autorizzato, poiché interventi non qualificati possono compromettere la sicurezza. L'elettropompa deve essere correttamente fissata, in quanto l'avviamento può provocare squilibri; è vietato muoverla mentre è in funzione o collegata alla rete elettrica. Non si devono introdurre mani o oggetti nelle aperture in prossimità della girante, né rimuovere il filtro di aspirazione. Infine, l'elettropompa deve funzionare solo in posizione verticale, con il motore in alto.

11.3 Modalità di Interro

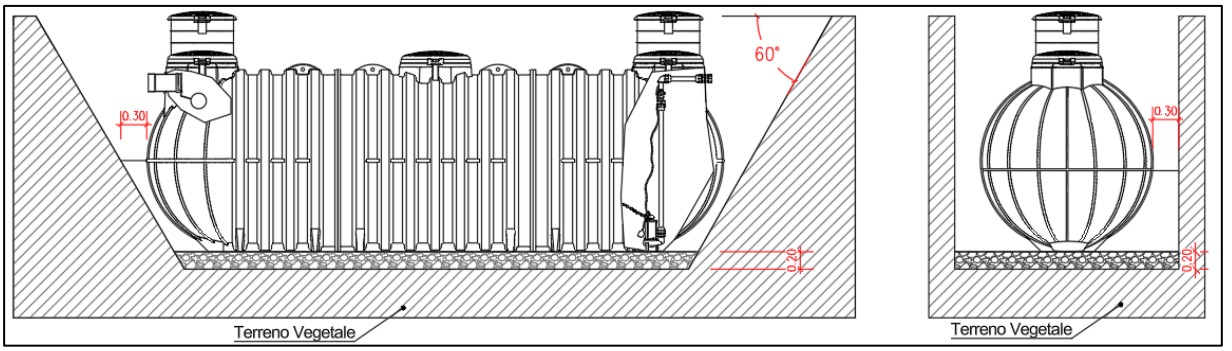
Scarico e Movimentazione

Durante la consegna e movimentazione dei manufatti, è essenziale utilizzare mezzi idonei al sollevamento del peso. In caso di scarico laterale da camion chiuso, usare pale più lunghe del manufatto di almeno 30 cm per evitare danni. Se il camion è aperto, lo scarico dall'alto va effettuato con gru o pala meccanica, usando catene in acciaio o fasce idonee fissate ai golfari, avvolgendo il manufatto sul suo diametro. Durante la movimentazione, evitare urti e passaggi in zone pericolose; non trascinare i manufatti a terra. I cavi o le funi devono essere posizionati in modo simmetrico, con un angolo non inferiore a 45°. Tutte le operazioni di carico e scarico devono essere eseguite a manufatti completamente vuoti. Se sospeso, il manufatto può essere stabilizzato o ruotato con corde per evitare oscillazioni e facilitare il posizionamento.

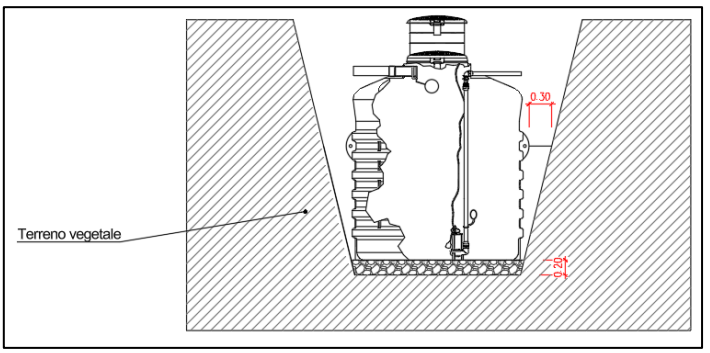
Istruzioni di Posa

1. Lo Scavo

Preparare uno scavo di idonee dimensioni con fondo piano, in mod che introno al serbatoio vi zia uno spazio de 20/30cm. In presenza di terreni pesanti (es: substrato argilloso e/o falda superficiale) la distanza deve essere almeno di 50 cm. Stendere sul fondo dello scavo un letto di ghiaia lavata 20/30 mm di 15/20 cm in modo che il serbatoio poggi su una base uniforme e livellata. È assolutamente proibito utilizzare come rinfianco il materiale di scavo. Lo scavo deve essere realizzato almeno ad 1m di distanza da eventuali costruzioni.



11.6 Vista sezione di scavo per il serbatoio di 18000 lt- Stazione Ecologica

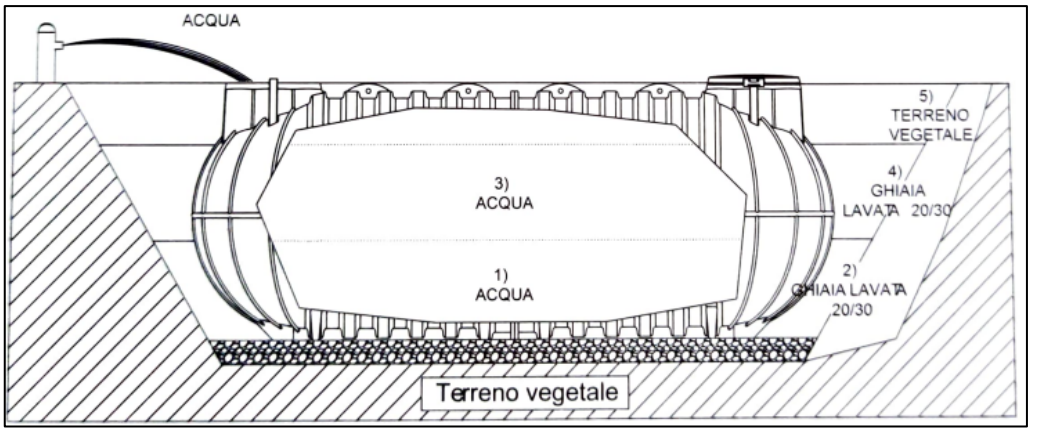


11.7 Vista Sezione di scavo per il serbatoio di 8000 lt- Parcheggio

2. Rinfianco e Riempimento

2.1. Posare il serbatoio totalmente vuoto sul letto di ghiaia lavata 20/30 mm distribuito sul fondo dello scavo, riempire progressivamente il serbatoio con acqua e contemporaneamente rinfiancare con ghiaia lavata 20/30mm: procedere per strati successivi di 15/20 cm continuando a riempire prima il serbatoio e successivamente rinfiancando con ghiaia. Riempire il serbatoio fino a ¾ della capacità e ricoprire gli ultimi 40 cm con terreno vegetale (NON di natura argillosa/limosa, NON materiale di scavo). Non usare MAI materiale che presenti spigoli vivi onde evitare fori pressioni sul serbatoio.

In presenza di manufatto con tubo di scarico (es. percolatori aerobici o vasche di laminazione a gravità) chiudere il tubo di uscita con un tappo rimovibile, proceder al rinfianco-riempimento fino a metà del manufatto come indicazioni. Dopo di che rimuovere il tappo e completare il rinfianco. Non far ristagnare l'acqua all'interno dello scavo.

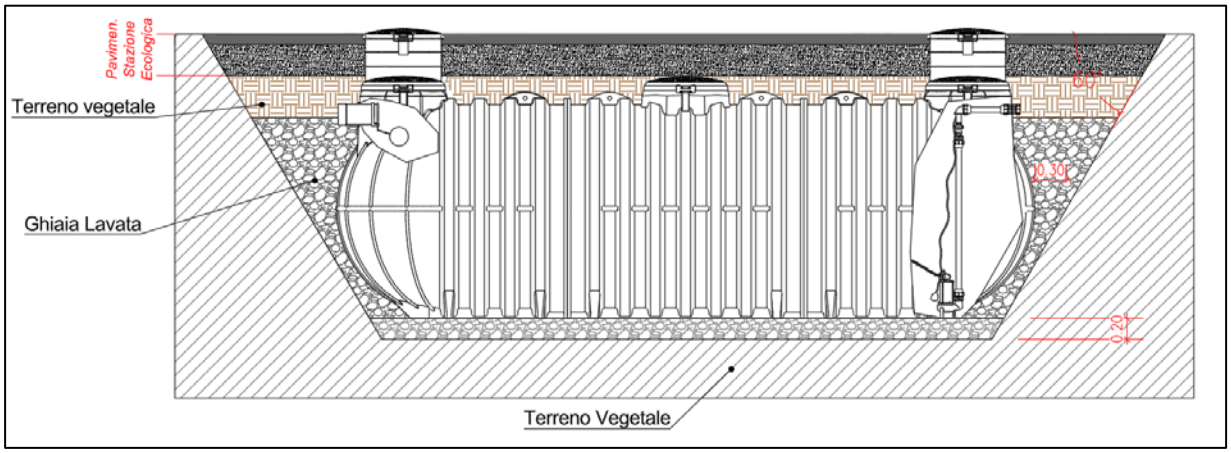


11.8 Vista sezione del Riempimento per i serbatoi

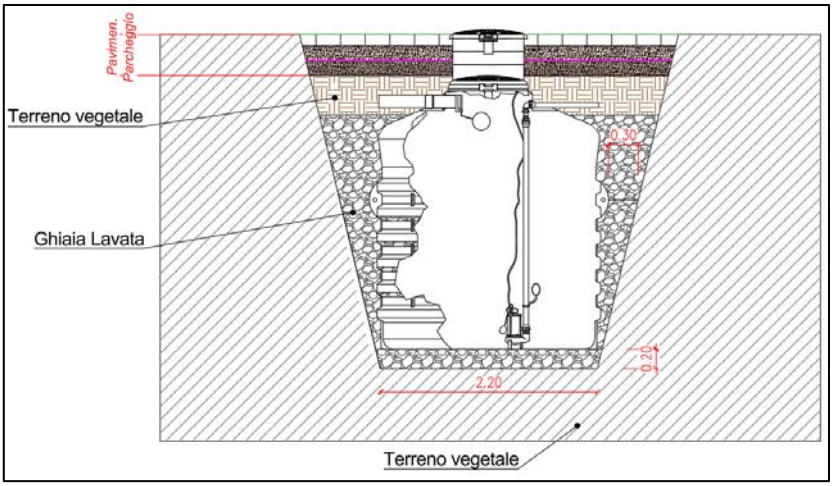
2.2. Dopo aver riempito e rinfiancato in modo adeguato il serbatoio, ricoprirlo gradualmente con del terreno vegetale (NON di natura argillosa/limosa, NON materiale di scavo) oppure con materiale alleggerito es. argilla espansa per 30/40 cm, lasciando liberi i tappi di ispezione. In questo modo l'area interessata è pedonabile ed è vietato il transito di automezzi fino a 2 m di distanza dallo scavo.

In caso di installazione di impianti di depurazione lasciare il serbatoio pieno di acqua. Nel caso invece di stoccaggio di acqua lasciarlo pieno fino a completo assestamento del terreno (min. 7 giorni, periodo variabile in base alla valutazione del progettista).

2.3. Qualora si dovesse interrare il serbatoio a 30/40 cm di profondità, mantenendo sempre la pedonabilità del sito, si raccomanda di installare la prolunga in PE direttamente sui fuori di ispezione. Nel caso in cui si dovesse posare il manufatto oltre l'altezza indicata precedentemente e quindi installare più di una prolunga, condizione molto gravosa e sconsigliata, bisogna seguire fedelmente le istruzioni già standardizzate.



11.9 Vista sezione del ricoprimento e installazione di prolunga serbatoio stazione ecologica



11.10 Vista sezione del ricoprimento e installazione di prolunga serbatoio parcheggio

12 INVARIANZA IDRAULICA

L'invarianza idraulica è un principio che mira a mantenere inalterate le portate massime di deflusso delle acque meteoriche, anche dopo interventi di urbanizzazione o trasformazioni del suolo, assicurando che le acque scaricate nei corpi idrici non aumentino rispetto alla situazione preesistente. In pratica, si cerca di gestire l'acqua piovana in modo da evitare un aumento del rischio di allagamento e di sovraccarico dei sistemi di drenaggio.

Il progetto per la stazione ecologica e il parcheggio prevede l'impermeabilizzazione di nuove superfici, il che incrementa il volume e la velocità del deflusso delle acque meteoriche. Per rispettare il principio di **invarianza idraulica**, sono state adottate specifiche misure tecniche che evitano un aumento del carico idraulico rispetto alla situazione preesistente.

1. **Rete di raccolta delle acque meteoriche**: Le superfici pavimentate sono dotate di **caditoie e canalette grigliate** che convogliano le acque in una rete di tubazioni in PVC, dimensionate per garantire una capacità di drenaggio adeguata anche in caso di eventi di pioggia intensi.
2. **Impianto di prima pioggia**: A valle della rete di raccolta, è stato progettato un impianto

di trattamento delle **acque di prima pioggia**, composto da vasche di accumulo e deoliatori. Queste strutture sono dimensionate in base alla normativa regionale per trattare i primi 5 mm di precipitazione, ossia la parte più inquinata, riducendo gli idrocarburi e i solidi sospesi. Questo sistema consente un rilascio controllato delle acque nel sistema di scarico, evitando picchi di portata.

3. **Calcolo delle portate massime e smaltimento**: Nello stato di fatto, la portata massima è pari a 110 l/s, mentre nello stato di progetto, a causa della pavimentazione prevista, si stima un incremento della portata fino a 169 l/s. Tuttavia, i flussi saranno gestiti in modo controllato e versati nella rete di scarico finale esistente. Attraverso l'analisi delle curve di possibilità pluviometrica (CPP) e il tempo di corrivazione della superficie impermeabile, è stato verificato che il sistema di drenaggio proposto è in grado di contenere e smaltire le portate di progetto. Il dimensionamento è stato effettuato considerando tempi di ritorno adeguati a eventi pluviometrici di lunga durata, garantendo una gestione efficace delle acque meteoriche.

In assenza di una normativa regionale specifica per la Regione Calabria relativa alla verifica del principio di invarianza idraulica, ai fini della presente valutazione si è fatto riferimento alle "Linee guida regionali per l'applicazione del principio di invarianza idraulica" approvate dalla Regione Autonoma della Sardegna con Deliberazione della Giunta Regionale n. 45/2 del 21.12.2021. Tale documento fornisce un quadro metodologico completo e aggiornato per la determinazione delle portate e dei volumi scolanti nei progetti di trasformazione territoriale, ed è stato ritenuto coerente e applicabile al presente intervento, in quanto conforme ai principi stabiliti a livello nazionale.

12.1 Definizione delle classi degli interventi di trasformazione territoriale

Una prima suddivisione della classe degli interventi di trasformazione territoriale riguarda le superfici interessate dagli strumenti attuativi di pianificazione locale o da altri strumenti di analoga valenza. La relativa classificazione è riportata nella Tabella 12.1.

Classe	Livello di impermeabilizzazione potenziale	Superficie territoriale
a	Trascurabile	Inferiore a 0.1 ha
b	Modesta	Compresa tra 0.1 e 0.5 ha
c	Significativa	Compresa tra 0.5 e 10 ha
d	Sostanziale	Superiore a 10 ha

Tabella 12.1 Classificazione

Alla luce di tale criterio, l'intervento relativo alla **Stazione Ecologica e al Parcheggio** ricade nella **Classe B – Modesta impermeabilizzazione potenziale**.

Classe b-Modesta impermeabilizzazione potenziale

È opportuno sovradimensionare la rete di dreno rispetto alle sole esigenze di trasporto della portata di picco realizzando nelle condotte e nei canali volumi compensativi cui affidare funzioni di laminazione. A tal fine, in questi casi è opportuno che i tiranti idrici massimi assicurino un'adeguata maggiorazione del franco nelle luci della rete di dreno. Il calcolo della portata sia

nella situazione attuale che in quella di progetto può essere effettuata considerando l'attribuzione dei coefficienti di afflusso calcolati sulla base delle caratterizzazioni del territorio nelle due situazioni.

12.2 Criteri per l'applicazione del principio dell'invarianza idraulica

Di seguito si riporta la descrizione delle procedure di verifica del principio di invarianza idraulica da adottare per le diverse classi di intervento.

Si precisa che la verifica complessiva del principio di invarianza idraulica dovrà essere realizzata con riferimento al tempo di ritorno Tr=50 anni.

Il dimensionamento della rete di dreno interna all'intervento di trasformazione territoriale è realizzata con riferimento al tempo di ritorno Tr=25 anni. Quest'ultima assunzione potrà essere modificata, esclusivamente in termini di aumento del valore del tempo di ritorno in relazione alla tipologia di urbanizzazione prevista.

Classe di intervento b)

Nel caso di interventi di trasformazione territoriale appartenenti alla classe b), il calcolo della portata di progetto per le eventuali opere di compenso ed i corrispondenti volumi, deve essere effettuato calcolando il coefficiente di afflusso nello stato attuale (φ_a) e nello stato post-intervento (φ_p).

Per la determinazione del coefficiente di afflusso si è fatto riferimento alle *Linee guida e indirizzi operativi per l'attuazione del principio dell'invarianza idraulica* predisposte dall'Autorità di Bacino Regionale della Sardegna.

L'area oggetto di pianificazione ha un'estensione complessiva di circa 5.100 m². Tale superficie viene assunta come area totale sia nello stato di fatto (attuale) sia nello stato di progetto (post-intervento). Nelle tabelle seguenti sono riportate le superfici considerate per entrambi gli stati.

STATO DI FATTO	
Area Impermeabile	
Fabbricato	909.96
Area Permeabile	
Terreno	4190.04
Area Totale (m²)	**5100**

Tabella 12.2 Aree permeabile ed impermeabile statto attuale

STATO DI PROGETTO		
Area Impermeabile		
	Parcheggio	*Stazione Ecologica*
Area interferente con il sistema di smaltimento delle acque meteoriche/VPP	1483	3305
Area non interferente	215	
Area Permeabile		
	Parcheggio	*Stazione Ecologica*
Aiuola	47	50
Area Totale (m^2)	**5100**	

Tabella 12.3 Aree permeabile ed impermeabile statto post intervento

Stato di fatto

Le linee guida e indirizzi operativi per l'attuazione del principio dell'invarianza idraulica predisposte dall'Autorità di Bacino Regionale della Sardegna, consiglia di attribuire un valore di coefficienti di afflusso (φ), pari a 0.5 per le aree permeabili, e 0.8 per le aree impermeabili. Nella tabella seguente sono riportati i valori di riferimento del coefficiente di afflusso da considerare nello stato di fatto per le diverse tipologie di copertura, secondo la metodologia prevista.

Tipologia	φ
Permeabile	0.5
Impermeabile	0.8

Tabella 12.4 Valori del coefficiente di afflusso φ_a- stato di fatto per le diverse tipologie di copertura- Linee guida e indirizzi operativi per l'attuazione del principio dell'invarianza idraulica

Nel caso oggetto di studio, risulta che allo stato di fatto il terreno è caratterizzato da un coefficiente di afflusso pari a 0.55 calcolato facendo una media pesata delle superfici permeabili ed impermeabili (Tabella 12.5).

MEDIA PESATA				
Tipologia	**Area (%)**	**Area (m2)**	**ϕ**	**Area* ϕ**
Permeabile	82.16	4190.04	0.5	2095.02
Impermeabile	17.84	909.96	0.8	727.97
Totale	***100***	***5100.00***		
Coeff. Afflusso ϕ Stato di fatto				**0.55**

Tabella 12.5 Valori del parametro φ per l'area di intervento-Stato di fatto

Stato di progetto

Per il calcolo del coefficiente di afflusso nello stato di progetto è necessario individuare le destinazioni d'uso previste dall'intervento di trasformazione territoriale, a ciascuna delle quali corrisponde un valore specifico di coefficiente.

Nel caso in esame, la pianificazione prevede la realizzazione di un parcheggio e di una stazione ecologica. Per tali superfici, i valori di coefficiente di afflusso φ sono stati assunti in conformità a quanto riportato nelle Linee guida e indirizzi operativi per l'attuazione del principio dell'invarianza idraulica (Autorità di Bacino Regionale della Sardegna).

La normativa fa riferimento a coefficienti derivati dalla letteratura tecnica (Norme DIN, FLL, A.T.V., scala Fruehling, UNI 11235) e dalle indicazioni dei produttori, riportati nella tabella che classifica le Categorie di superfici (S1–10), le Pavimentazioni (P1–10) e le Coperture (C1–8), distinte tra permeabili, impermeabili o sigillate.

Sulla base di tali valori è stato possibile attribuire a ciascuna tipologia di superficie il relativo coefficiente di afflusso e, successivamente, calcolare il coefficiente medio, necessario per la determinazione del coefficiente di afflusso complessivo nello stato di progetto.

COEFFICIENTI DI AFFLUSSO STATTO DI PROGETTO				
AREA IMPERMEABILE				
Tipologia	**Area (m2)**	**Categoria di Superficie**	**Codice Tabella**	**ϕ**
Parcheggio	1483	Pavimentazione in prefabbricati in CLS o materiale sintetico, riempiti di substrato e inerbiti posati su apposita stratificazione di supporto (Grigliati garden) [Percentuale di superficie inerbita >40% del totale; Con coefficiente di permeabilità del sottofondo kf in m/s 10^0 - 10^{-5}]	P4	0.4
Stazione Ecologica	3305	Pavimentazioni in asfalto o CLS	P10	0.9
Area non interferente	215			
Coefficiente di Afflusso medio				***0.65***
AREA PERMEABILE				
Parcheggio	47	Superfici a verde su suolo profondo, prati	S1	0.1
Stazione Ecologica	50	Superfici a verde su suolo profondo, prati	S1	0.1
Coefficiente di Afflusso medio				***0.1***

Tabella 12.6 Valori del parametro φ per l'area di intervento

MEDIA PESATA				
Tipologia	**%**	**Superficie (m2)**	**ϕ**	**S* ϕ**
Permeabile	1.90	97	0.1	9.70
Impermeabile	98.10	5003	0.65	3251.95
Totale	**100**	**5100**		
Coeff. Afflusso ϕ Stato di Progetto				***0.64***

Tabella 12.7 Valori del parametro φ per l'area di intervento-Stato di progetto

Il calcolo riportato nella Tabella 12.7 determina un coefficiente di afflusso post-intervento pari a 0,64 per l'intera area di studio.

Stima dell'idrogramma di piena

L'evento di precipitazione da considerare ai fini della verifica è dato da uno ietogramma ad

intensità costante avente una durata τ di 15 minuti, coerente con le indicazioni normative per eventi di breve durata.

Il tempo di ritorno (Tr) da considerare ai fini della verifica dell'invarianza idraulica è pari a 50 anni, in accordo con le linee guida regionali.

Sulla base delle curve di possibilità pluviometrica (CPP), si determinano i parametri pluviometrici a e n, e si calcola l'altezza di precipitazione h(t) relativa al tempo di ritorno e alla durata considerata.

La portata di piena (Q) viene stimata tramite la formula razionale:

$$Q = \frac{\varphi * A * i}{3.6}$$

dove:

- φ è il coefficiente di afflusso,
- A è l'area scolante in m²,
- i è l'intensità di pioggia in mm/h,
- Q è espressa in m^3/s.

È, quindi, possibile calcolare le portate di piena Qa (portata stato di fatto) e Qp (portata stato di progetto) ed i corrispondenti volumi Va e Vp utilizzando i differenti coefficienti di afflusso precedentemente stimati.

La differenza ΔQ=Qp-Qa indica l'incremento di portata al colmo dovuto all'intervento di trasformazione territoriale; tale valore è corrispondente alla riduzione della portata al colmo scaricata che deve essere assicurata al fine di garantire l'invarianza idraulica.

La differenza ΔV=Vp-Va indica il volume minimo di accumulo; le opere compensative devono essere realizzate in modo tale da garantire l'accumulo di tale incremento di volume ΔV.

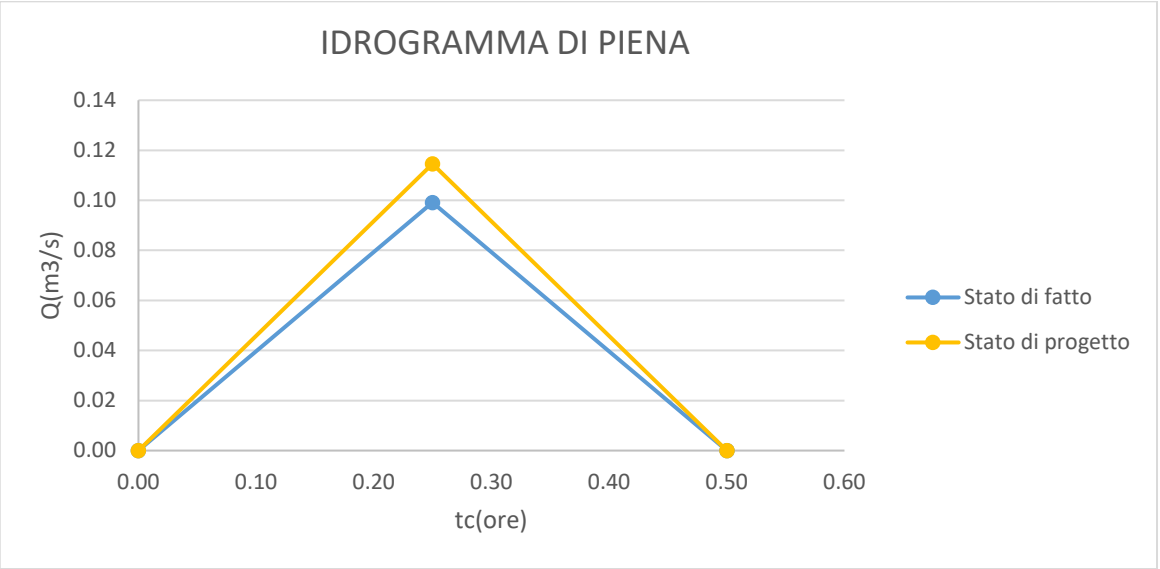
Le opere compensative (come vasche di accumulo o dispositivi di laminazione) devono quindi essere dimensionate in modo da accumulare almeno il volume ΔV e limitare la portata di scarico a Q_a.

PARAMETRI	STATO DI FATTO	STATO DI PROGETTO
a	54.28	54.28
n	0.39	0.39
Φ	0.55	0.64
tc(ore)	0.25	0.25
i(mm/h)	126.44	126.44
Area (kq)	0.01	0.01
Q(m3/s)	0.10	0.11
Q(l/s)	99.15	114.56
Q(l/min)	1.65	1.91

Tabella 12.8 Stima della portata di piena

tc(ore)	PORTATA (m^3/s)	
	STATO DI FATTO	STATO DI PROGETTO
0.00	0.00	0.00
0.25	0.10	0.11
0.50	0.00	0.00

Tabella 12.9 Parametri per il Idrogramma di piena



12.1 Idrogramma di piena

Elemento	ϕ	Portata (l/s)	Volume m3
Statto di fatto	0.55	99.15	89.24
Statto di progetto	0.64	114.56	103.10
Differenza stato progetto/stato di fatto		***15.41***	***13.87***

Tabella 12.10 Differenza fra le portate e volume allo stato di fatto e di progetto

Sulla base dei calcoli effettuati con tempo di ritorno pari a 50 anni e durata dell'evento di 15 minuti, si è stimato un incremento di volume scolante pari a 13.87 m³, corrispondente alla differenza tra lo stato di progetto e lo stato di fatto. Il sistema di smaltimento proposto, costituito da una rete di drenaggio dedicata e da due vasche di prima pioggia con capacità rispettive di 18.000 litri (18 m³) e 8.000 litri (8 m³), per un totale di 26 m³, risulta adeguato e conforme a quanto richiesto.

In conclusione, il sistema proposto mantiene invariato il regime delle portate meteoriche, garantendo il pieno rispetto del principio di invarianza idraulica e prevenendo il rischio di allagamenti o danni idraulici nelle aree limitrofe, anche in occasione di eventi meteorici intensi. L'intervento, così configurato, contribuisce alla sicurezza idraulica del territorio e rappresenta una soluzione coerente con le buone pratiche di gestione sostenibile delle acque meteoriche.